

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

THÈSE PRÉSENTÉE À  
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DU DOCTORAT EN GÉNIE  
Ph. D.

PAR  
Bertrand GALY

MÉTHODES DE CONCEPTION ET ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES  
FONDATIIONS SUPERFICIELLES SUR SOL NATUREL ET TRAITÉ, CONSIDÉRANT  
L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

MONTREAL, LE 17 SEPTEMBRE 2013



Bertrand Galy, 2013



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

**PRÉSENTATION DU JURY**

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Marie-José Nollet, directrice thèse  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Denis LeBoeuf, co-directeur  
Département de génie civil à l'Université Laval

M. Patrick Terriault, président du jury  
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, membre du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Nouredine Ghlamallah, membre externe indépendant  
Directeur de service Géotechnique, LVM

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 12 SEPTEMBRE 2013

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE





## REMERCIEMENTS

En premier lieu, je tiens à remercier ma directrice de thèse, Mme Marie-José Nollet, et mon codirecteur de thèse, M. Denis Lebœuf, pour leur grande disponibilité, leurs conseils judicieux et leur soutien financier qui m'a permis de me consacrer pleinement à mes études. Leurs qualités scientifiques et humaines m'ont permis de travailler dans les meilleures conditions pour réaliser ce doctorat.

Je tiens également à remercier le Ministère des Transports du Québec (MTQ) pour son support dans le cadre du financement de ce projet de recherche en partenariat entre l'École de Technologie Supérieure et l'Université Laval.

En outre, j'aimerais remercier plus particulièrement Mme Marie-José Nollet et le département de génie de la construction de l'ÉTS pour m'avoir offert la chance de développer ma pédagogie et de mettre en pratique mes connaissances lors de la charge du cours d'analyse des structures durant de nombreuses sessions.

J'ai une pensée particulière pour MM. Letournel et Fournial, qui ont été respectivement mes professeurs de Mathématiques et Physique-Chimie en Classe Préparatoire aux Grandes Écoles au Lycée Militaire de Saint-Cyr, sans qui j'aurais probablement arrêté prématurément mes études supérieures.

J'aimerais souligner l'apport des nombreuses personnes que j'ai pu rencontrer dans le cadre de mes études depuis l'arrivée à l'ÉTS il y a bientôt six ans. J'ai une pensée particulière pour Philippe et Arnaud avec qui j'ai travaillé côte à côte pendant plusieurs années, avant qu'ils ne rentrent en France. Marc-Denis, merci pour les nombreux échanges sur FLAC, ça m'aura permis de me sentir moins seul lors de l'utilisation de ce logiciel peu commun. Nicolas B., merci pour les nombreux lunches au pub de l'ÉTS, coupure parfois essentielle dans une semaine chargée. Richard, merci pour ton aide dans l'utilisation de Matlab. Plus

## VI

généralement j'aimerais remercier les étudiants gradués du département, collègues de maîtrise, de doctorat, chargés de cours et de travaux pratiques, dont les échanges enrichissants ont permis de compenser le manque de fenêtres du local A-1568.

Enfin, sur une note plus personnelle, j'aimerais remercier ma compagne Balia, pour le soutien et l'écoute dont elle a su faire preuve au cours de ces années de doctorat, et plus particulièrement dans la dernière ligne droite en pente raide ! Merci aussi à tous ceux qui ont su être à l'écoute ou présents pour décompresser : mes parents Alain et Danielle, mes amis de Montréal : Julien, Nicolas M., Lise, Jérôme, Étienne, Martin, Timena, Olivier, Cédric, Jasmine, Marika, et la joyeuse bande du « 1616 » pour les vendredis de l'été et les 5 à 7.

# MÉTHODES DE CONCEPTION ET ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DE FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR SOL NATUREL OU TRAITÉ, CONSIDÉRANT L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Bertrand GALY

## RÉSUMÉ

Dans les méthodes actuellement préconisées par les codes et normes, l'évaluation de la capacité portante des sols non liquéfiables pour un chargement sismique se fait à l'aide de méthodes statiques, comme préconisé par le Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF). Les méthodes des courbes enveloppes, ou les méthodes pseudo dynamiques basées sur un calcul en plasticité pourraient être utilisées afin d'améliorer la conception. Pour les sols liquéfiables ou présentant des paramètres géotechniques faibles, les fondations profondes sont souvent privilégiées. Mais il peut être parfois plus économique d'envisager un traitement de sol (comme le vibroremplacement) et un système de fondation superficiel. Cependant, le comportement sismique de ce type de système est encore mal connu.

Plusieurs chercheurs ont récemment déterminé des facteurs de capacité portante pour les conditions dynamiques prenant en compte ces forces inertielles dans le sol (Richards, Pecker, Fishman, Choudhury). Pour représenter adéquatement un chargement complexe, il est préférable de choisir une courbe enveloppe plutôt qu'une méthode classique d'évaluation de la capacité portante. Les courbes enveloppes expérimentales pour des chargements pseudo-statiques ont été développées récemment. Des courbes enveloppes théoriques sont actuellement présentées dans l'Eurocode 8 et tiennent compte des forces d'inertie dans le sol. Une analyse comparative indique que les méthodes classiques surestiment la résistance en moment.

Le vibroremplacement permet (i) de diminuer le potentiel de liquéfaction d'un sol et (ii) d'améliorer les propriétés du sol situé entre les colonnes de ballast. Plusieurs méthodes permettent d'évaluer les effets du vibroremplacement. La méthode de Priebe consiste à estimer les propriétés du sol homogène équivalent. Baez Satizabal propose des équations, basées sur des mesures in situ, permettant de calculer les résultats attendus aux essais de pénétration standard SPT et aux essais piezocône CPT après traitement pour le sol situé entre les colonnes de ballast.

Le chiffrier Excel, appelé CaPoDyn (pour **Capacité Portante Dynamique**) développé dans cette thèse permet d'évaluer les capacités portantes des sols pour des conditions statiques ou dynamiques, dans le cas de sites traités par vibroremplacement ou non. Une validation à l'aide d'un logiciel de différences finies (FLAC) a été faite pour le cas statique. La méthode « MCIF-Priebe » proposée dans CaPoDyn est celle qui donne les résultats les plus proches des valeurs de capacité portante obtenues avec les modèles numériques.

Deux études paramétriques ont été menées pour le cas statique et pseudo-dynamique. La première s'est concentrée sur l'évaluation de la capacité portante avec le chiffrier CaPoDyn

## VIII

pour des taux de remplacement et des accélérations variables. Pour un sol de bonne qualité ( $\phi' > 35^\circ$ ,  $N > 26$ ), la capacité portante n'augmente pas (ou peu), quel que soit le taux de remplacement choisi. La deuxième étude paramétrique, menée avec le logiciel de différences finies FLAC, s'est concentrée sur l'effet de la taille de la zone traitée pour deux scénarios: (i) « construction » où l'on traite le sol sous la semelle de fondation (ii) « réhabilitation » où l'on ne peut traiter que le sol au pourtour de la semelle. Il a été observé qu'au-delà d'une certaine largeur de traitement (4B en « construction » et 1,5B de part et d'autre en « réhabilitation ») la capacité portante n'augmente plus. D'autre part, il est plus avantageux de traiter en largeur qu'en profondeur lorsque l'on vise à augmenter la capacité portante.

Enfin, la thèse présente une étude, réalisée avec FLAC, du comportement sismique d'une fondation superficielle, installée sur un sol traité par vibroremplacement et considérant l'Interaction Sol-Structure. Deux cas de figure ont été considérés : (i) nappe phréatique en profondeur et (ii) nappe phréatique en surface. Plus la zone traitée est grande et le taux de remplacement important, plus le tassement sera faible. Il y a cependant quelques exceptions car l'inclusion d'un élément de sol plus rigide peut mener à une amplification de l'onde sismique en surface. En conséquence une étude numérique est à conseiller pour optimiser la zone traitée. Par contre, quel que soit le taux de traitement et la taille de la zone traitée, il y a une nette amélioration du comportement de la fondation sous chargement sismique (tassement au centre environ divisé par 2 ou plus). Il apparaît qu'un traitement de sol sur une très large zone et une grande profondeur peuvent être favorables pour certains accélérogrammes. Il faudra donc estimer au cas par cas si le surcoût entraîné par de telles proportions de traitement est justifié à la vue de l'amélioration de comportement attendue.

**Mots-clés :** semelle superficielle, capacité portante, sol traité, colonnes de ballast, vibroremplacement, interaction-sol-structure, FLAC, différences finies

# **DESIGN METHODOLOGY AND BEHAVIOR OF SHALLOW FOOTINGS ON NATURAL AND STONE COLUMN REINFORCED SOIL, CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION**

Bertrand GALY

## **ABSTRACT**

Current rules and regulations prescribe a static equivalent approach in order to evaluate the seismic bearing capacity of non-liquefiable soils, as does the Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM). Newer methods, such as interaction diagrams or pseudo-dynamic plasticity based approaches could be used in order to improve the seismic design of shallow footings. For liquefiable or poor soil conditions, deep foundations are often preferred. Nevertheless, in some cases it may be economically interesting to choose shallow footings combined with soil reinforcement (such as vibroreplacement). Generally, engineers chose to install stone columns in order to mitigate the liquefaction risk, however, the beneficial effects of such a reinforcement upon the geotechnical properties of the soil reinforced are often neglected. As a consequence, the design adopted might be too conservative, while in fact the real system performance is unknown.

Many researchers recently proposed new bearing capacity factors  $N_c$ ,  $N_q$  and  $N_\gamma$  for dynamic conditions, taking into account inertia forces in the soil (Richards, Pecker, Fishman, Choudhury). In order to represent adequately a complex loading on a footing, interaction diagrams are a better option to estimate the bearing capacity instead of classical methods. Experimental interaction diagrams were developed recently. Theoretical interaction diagrams are included in the Eurocode 8 and consider inertial forces in the soil. A comparative analysis indicates that classical methods overestimate the soil's resistance to moment.

Stone column reinforcement has two main advantages: (i) it mitigates the liquefaction risk as the stone columns act as a vertical draining system, (ii) it improves the geotechnical properties of the soil between the columns. Priebe's method consists in computing the geotechnical properties of an equivalent homogenous soil. Baez Satizabal proposes a method to estimate the geotechnical properties of the soil between the stone columns.

An Excel spreadsheet called CaPoDyn (Dynamic Bearing Capacity) has been developed in this thesis to compute the soil bearing capacity for static and seismic conditions, for a non-reinforced soil and for a stone column reinforced soil. Classical, experimental and theoretical methods presented in the previous sections (interaction diagrams, Richards, Priebe, baez Satizabal) are combined when possible. Each of these methods has been validated separately in order to be implemented in CaPoDyn, and results for the static case have been validated with a finite difference code (FLAC). It appears that the approach combining Priebe's and the CFEM methods gives the most realistic bearing capacities.

Two parametric studies were conducted. The first one considers different area replacement ratios and acceleration coefficients. For a soil with good geotechnical properties ( $\phi > 35^\circ$ ), the

stone columns do not have a great impact on the bearing capacity, even for a great area replacement ratio. The second parametric study conducted with FLAC focuses on the effect of the dimensions of the soil reinforcement. It takes into account two case scenarios: (i) “construction” where the reinforcement is installed prior to the footing installation, (ii) “rehabilitation” where the stone columns are installed around the previously built footing. The bearing capacity does not increase significantly after a width of treatment reaching  $4B$  for the construction scenario or  $1,5B$  on each side of the footing for the rehabilitation scenario. It is also observed that it is more efficient to reinforce on a large width than on large depth when the objective is to improve the bearing capacity.

The last part of the thesis focuses on the seismic behaviour of a surface footing resting on a stone column reinforced soil. The analyses were made with the finite difference code FLAC. Two cases are considered: (i) water table deep below the surface level, (ii) water table at the surface level. In general, the greater the area reinforced with stone columns and the greater the area replacement ratio, the less settlement is recorded for the footing. There are some exceptions that are difficult to anticipate since the inclusion of a rigid element in the soil can lead to an amplification of the seismic signal. As a consequence it is recommended the use numerical models to optimize the reinforcement area. However, no matter which reinforcement parameters are chosen, the seismic behaviour of the footing is significantly improved compared to the case where the soil is left unreinforced (the footing settlement is twice as low, or even more). It appears that soil reinforcement on large width and depth might be a good option for certain accelerograms. For a large area of soil reinforcement each case should be studied to evaluate the economic benefit of the improvement in seismic behaviour.

**Keywords:** surface footing, bearing capacity, soil reinforcement, stone columns, vibroreplacement, soil-structure interaction, FLAC, finite difference model

## TABLE DES MATIÈRES

		Page
INTRODUCTION .....		1
CHAPITRE 1	FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR UN SOL NATUREL À L'ÉTAT LIMITE ULTIME : ÉTAT DES CONNAISSANCES ET SYNTHÈSE CRITIQUE. ....	11
1.1	Généralités .....	11
1.1.1	Notations.....	11
1.1.2	Notion d'État Limite Ultime (ÉLUL).....	12
1.1.3	Capacité portante ultime nette .....	14
1.1.4	Capacité portante d'une fondation sous charge excentrique.....	14
1.2	Méthodes d'évaluation de la capacité portante dans les manuels et codes actuellement en vigueur au Canada .....	17
1.2.1	Code canadien sur le calcul des ponts routiers (S6-06).....	17
1.2.2	Manuel Canadien de l'Ingénierie des Fondations (2006).....	17
1.3	Évaluation de la capacité portante en conditions sismiques .....	19
1.3.1	Facteurs affectant la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques.....	19
1.3.2	Méthode de Richards (1993).....	20
1.3.3	Méthode de Fishman (2003) .....	25
1.3.4	Méthode de Choudhury (2005).....	28
1.4	Conclusions.....	32
CHAPITRE 2	COURBES ENVELOPPES DE CAPACITÉ PORTANTE POUR LES CHARGEMENTS COMBINÉS .....	33
2.1	Développement des courbes enveloppes .....	33
2.2	Courbes enveloppes expérimentales .....	36
2.2.1	Résultats expérimentaux récents.....	36
2.2.2	Résultats expérimentaux provenant de l'industrie offshore.....	39
2.3	Courbes enveloppes théoriques.....	41
2.3.1	Méthodes analytiques statiques (lower bound) et cinématiques (upper bound) .....	41
2.3.2	Diagramme d'interaction prenant en compte les forces d'inertie dans le sol .....	43
2.4	Étude comparative des courbes expérimentales « Oxford » et du modèle théorique proposé pour l'Eurocode 8.....	46
2.4.1	Semelles circulaires .....	47
2.4.2	Semelles filantes .....	54
2.5	Conclusions.....	58

CHAPITRE 3	ÉTUDE COMPARATIVE DES MÉTHODES AVEC FACTEURS DE CAPACITÉ PORTANTE ET DES DIAGRAMMES D'INTERACTION .....	61
3.1	Comparaison dans les plans $H:M$ , $H:V$ et $M:V$ .....	61
3.2	Conclusions.....	66
CHAPITRE 4	VIBROREMPLACEMENT : DESCRIPTION, AVANTAGES ET ESTIMATION DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES POST TRAITEMENT .....	67
4.1	Traitement de sol par vibroremplacement .....	67
4.1.1	Choix du vibroremplacement par rapport au vibrocompactage.....	68
4.1.2	Technique d'installation.....	69
4.1.3	Effets d'installation .....	72
4.1.4	Propriétés des colonnes ballastées .....	75
4.2	Évaluation de la capacité portante d'un sol traité par vibroremplacement .....	77
4.2.1	Méthode intégrale de Priebe .....	77
4.2.2	Évaluation des propriétés du sol post traitement (Baez).....	83
4.3	Diagramme logique.....	89
4.4	Conclusions.....	92
CHAPITRE 5	CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE À L'ÉTAT LIMITE ULTIME À L'AIDE DE MÉTHODES ANALYTIQUES : PROCÉDURES PROPOSÉES POUR LES SOLS TRAITÉS, EN CONDITIONS STATIQUES OU SISMQUES .....	93
5.1	Calcul de la capacité portante sur sol naturel en conditions sismiques .....	96
5.2	Calcul de la capacité portante sur sol traité en conditions statiques .....	96
5.2.1	Méthode de Priebe (Méthode M6).....	97
5.2.2	Méthode de Baez (Méthode M8) .....	97
5.2.3	Courbes enveloppes (Méthodes M3, M4 et M5) .....	98
5.3	Calcul de la capacité portante sur sol traité en conditions sismiques .....	99
5.3.1	Méthode de Priebe (Méthode M7).....	99
5.3.2	Méthode de Baez (Méthode M9) .....	100
5.3.3	Courbes enveloppes .....	101
5.4	Comparaison des méthodes proposées aux méthodes traditionnelles.....	102
5.5	Conclusions.....	105
CHAPITRE 6	ÉTUDE PARAMÉTRIQUE SUR LES CAPACITÉS PORTANTES CALCULÉES AVEC CAPODYN POUR DIFFÉRENTES CONDITIONS DE SOL .....	107
6.1	Comparaison des dimensions de semelles obtenues avec les méthodes basées sur un calcul en plasticité et les courbes enveloppes .....	107
6.1.1	Vérification de la résistance géotechnique à l'ELUL, statique et sismique, à l'aide des méthodes à facteurs de capacité portante (Méthodes M1 et M2) .....	109
6.1.2	Dimensionnement avec les courbes enveloppes (Méthodes M3, M4 et M5) .....	110



6.1.3	Récapitulatif des résultats .....	112
6.2	Étude paramétrique de la capacité portante pour les sols naturels et traités, à l'ÉLUL .....	113
6.3	Conclusions .....	126
<b>CHAPITRE 7 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE SEMELLES</b>		
	<b>SUPERFICIELLES EN CONDITIONS STATIQUES .....</b>	<b>129</b>
7.1	Définition des modèles numériques : présentation du logiciel FLAC et études de sensibilité .....	130
7.1.1	Présentation du logiciel FLAC .....	130
7.1.2	Étude de sensibilité pour un sol naturel .....	131
7.1.3	Étude de sensibilité pour un sol traité .....	138
7.2	Modélisation de la semelle superficielle .....	146
7.2.1	Modèles de référence .....	146
7.2.2	Vitesse appliquée sur la grille .....	148
7.2.3	Modèle « lollipop » : masse transmise à la grille par un élément poutre .....	151
7.3	Validation de la distribution de contrainte dans le sol calculée par FLAC .....	156
7.4	Paramètres de modélisation du sol traité .....	161
7.4.1	Comparaison des capacités portantes obtenues avec les méthodes de Baez Satizabal (modèle hétérogène) et Priebe (modèle homogène) .....	161
7.5	Conclusions .....	166
<b>CHAPITRE 8 ÉTUDE DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES SOLS TRAITÉS EN</b>		
	<b>CONDITIONS STATIQUES .....</b>	<b>169</b>
8.1	Cas d'un traitement avant construction de la semelle .....	170
8.2	Cas d'un traitement de « réhabilitation » (après construction de la semelle) .....	177
8.3	Validation des résultats obtenus avec un modèle homogène (« Priebe ») à l'aide d'un modèle à colonnes de sol (« Baez ») .....	185
8.4	Surfaces paramétriques .....	187
8.5	Conclusions .....	192
<b>CHAPITRE 9 MODÉLISATION ET ANALYSE DE L'ISS POUR UNE</b>		
	<b>FONDATION SUPERFICIELLE EN SURFACE AVEC FLAC .....</b>	<b>193</b>
9.1	Interaction Sol-Structure : définition, problématiques pour les fondations superficielles et revue critique des méthodes d'analyse .....	193
9.1.1	Définition de l'Interaction Sol Structure (ISS) .....	193
9.1.2	Méthodes d'analyse et formalisation du problème d'ISS .....	196
9.1.3	Types de ruptures, non linéarités à l'interface sol-fondation et mécanisme de tassement lors d'un séisme .....	199
9.1.4	Méthode d'analyse de l'ISS utilisée : différences finies .....	203
9.2	Accélérogrammes utilisés et méthode de calibration .....	205
9.2.1	Accélérogrammes utilisés .....	205
9.2.2	Calibration .....	208
9.2.3	Méthodes de calibration des accélérogrammes .....	209
9.2.4	Accélérogrammes avant et après calibration .....	211

9.2.5	Accélérogrammes et conditions frontières utilisés à la base de la grille .....	213
9.3	Paramètres du modèle FLAC .....	215
9.3.1	Amortissement du sol, courbes de dégradation de module de cisaillement .....	216
9.3.2	Influence du maillage de la grille.....	223
9.3.3	Influence des conditions aux frontières .....	229
9.3.4	Paramètres de la structure .....	233
9.3.5	Paramètres de l'interface.....	235
9.3.6	Influence des paramètres élastiques du sol .....	239
9.4	Modélisation de l'ISS d'essais à la centrifugeuse.....	247
9.4.1	Modèle d'Adalier et al. et propriétés du modèle FLAC .....	248
9.4.2	Comparaison pour le sol naturel .....	252
9.4.3	Comparaison pour le sol traité .....	254
9.5	Conclusions.....	256
CHAPITRE 10	ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE EN SURFACE .....	259
10.1	Modèle et conditions étudiées avec la nappe en profondeur .....	259
10.1.1	Estimations des propriétés élastiques du sol traité.....	262
10.1.2	Propriétés élastiques des colonnes de ballast.....	262
10.1.3	Tassements calculés et discussion des résultats.....	263
10.1.4	Accélérations calculées et discussion des résultats.....	276
10.2	Modèle et conditions étudiées avec nappe en surface (sol saturé).....	281
10.2.1	Estimation des propriétés géotechniques du sol avec nappe en surface .	282
10.2.2	Particularités et limites de la modélisation avec FLAC pour les sols saturés .....	283
10.2.3	Déplacements verticaux enregistrés et discussion des résultats .....	285
10.3	Conclusions.....	302
CONCLUSION	.....	305
RECOMMANDATIONS	.....	311
ANNEXE I	ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE : REVUE DES MÉTHODES HISTORIQUES .....	315
ANNEXE II	RÉCAPITULATIF DES TRAVAUX DE RECHERCHE SUR LES DIAGRAMMES D'INTERACTION .....	333
ANNEXE III	MÉTHODES D'AMÉLIORATION DES SOLS EN PLACE ET DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES .....	337
ANNEXE IV	VALIDATION DES FORMULES ADAPTÉES DE L'EUROCODE 8 ET DONNÉES PAR CHATZIGOGOS.....	345

ANNEXE V	DÉVELOPPEMENT D'UN OUTIL DE CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE POUR LES SOLS NATURELS ET TRAITÉS : CaPoDyn .....	349
ANNEXE VI	MÉTHODES DIRECTES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE .....	377
ANNEXE VII	ACCÉLÉROGRAMMES ET SPECTRES DE RÉPONSE AVANT ET APRÈS CALIBRATION .....	383
ANNEXE VIII	PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES ARGILES EN CONDITIONS SISMIQUES .....	387
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		399



## LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Facteurs de modification pour l'équation générale de capacité portante .....18
Tableau 1.2	Facteurs et ratios sismiques et statiques de capacité portante pour $\phi=30^\circ$ .....23
Tableau 1.3	Comparaison des facteurs de capacité portante de Choudhury à ceux de Budhu et Al-Karni.....30
Tableau 2.1	Limites des courbes enveloppes obtenues par différents chercheurs.....36
Tableau 2.2	Utilisation de l'équation analytique de l'Eurocode 8 : semelles filantes ou circulaires sur sols cohérents homogènes ou hétérogènes .....44
Tableau 2.3	Paramètres à utiliser pour l'équation de l'Eurocode 8 .....45
Tableau 2.4	Possibilités d'application des modèles Oxford et E8.....46
Tableau 4.1	Calcul du ratio de remplacement en fonction du type de maillage.....71
Tableau 4.2	Coefficients (A, B) pour utilisation dans le modèle mathématique de densification utilisant le CPT .....87
Tableau 4.3	Équations de Baez Satizabal pour former le modèle de prédiction de résultats au CPT .....87
Tableau 6.1	Chargement pseudo statique appliqué sur la fondation .....108
Tableau 6.2	Types de sol étudiés .....108
Tableau 6.3	Propriétés géotechniques des sols étudiés.....108
Tableau 6.4	Coefficients de capacité portante statiques et dynamiques.....109
Tableau 6.5	Comparaison des largeurs de semelles obtenues (nappe à 15m) .....112
Tableau 6.6	Comparaison des largeurs de semelles obtenues (nappe en surface).....112
Tableau 6.7	Caractéristiques de la fondation, du sol et du chargement considérés....114
Tableau 7.1	Caractéristiques des sols étudiés .....129
Tableau 7.2	Nomenclature utilisée pour l'étude de sensibilité .....133

## XVIII

Tableau 7.3	Capacités portante (en kPa) pour une semelle de largeur 50 cm, MCIF .....	135
Tableau 7.4	Capacités portantes (en kPa) obtenues avec FLAC, surface lisse, nappe en profondeur .....	135
Tableau 7.5	Capacités portantes (en kPa) obtenues avec FLAC, fondation rugueuse .....	137
Tableau 7.6	Influence de la densité de maillage sous la semelle de fondation (sable, surface lisse, nappe en profondeur).....	139
Tableau 7.7	Nomenclature, sol traité .....	141
Tableau 7.8	Évaluation des capacités portantes, en kPa, pour une charge verticale centrée avec CaPoDyn (Méthode M6).....	141
Tableau 7.9	Comparaison des capacités portantes obtenues avec FLAC (en kPa), pour une fondation à surface lisse, à celles obtenues avec CaPoDyn (Méthode M6) .....	143
Tableau 7.10	Tassement obtenus avec PLAXIS.....	148
Tableau 7.11	Comparaison des capacités portantes obtenues .....	150
Tableau 7.12	Comparaison des tassements calculés avec FLAC, dans le cas où $E=E_{\max}$ .....	155
Tableau 7.13	Comparaison des tassements calculés avec FLAC, dans le cas où $E=0,8E_{\max}$ .....	155
Tableau 7.14	Comparaison des capacités portantes obtenues avec les modèles de Baez et Priebe pour un taux de remplacement de 10%.....	163
Tableau 7.15	Comparaison des capacités portantes obtenues avec les modèles de Baez et Priebe pour un taux de remplacement de 15%.....	164
Tableau 7.16	Comparaison des capacités portantes obtenues avec les modèles de Baez et Priebe pour un taux de remplacement de 20%.....	164
Tableau 7.17	Rapports des capacités portantes obtenues avec les modèles hétérogène et homogène à l'aide du logiciel FLAC .....	165
Tableau 8.1	Propriétés géotechniques du sol étudié .....	169
Tableau 8.2	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur B .....	172

Tableau 8.3	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 1,5B .....172
Tableau 8.4	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2B .....173
Tableau 8.5	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2,5B .....173
Tableau 8.6	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3B .....174
Tableau 8.7	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3,5B .....174
Tableau 8.8	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur B .....179
Tableau 8.9	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 1,5B .....179
Tableau 8.10	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2B .....180
Tableau 8.11	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2,5B .....180
Tableau 8.12	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3B .....181
Tableau 8.13	Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3,5B .....181
Tableau 8.14	Validation des capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur B .....185
Tableau 8.15	Validation des capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2B .....186
Tableau 8.16	Validation des capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3B .....186
Tableau 8.17	Valeurs des constantes pour les équations des surfaces paramétriques...188
Tableau 9.1	Mode de rupture en cisaillement en fonction du type de sol .....200
Tableau 9.2	Caractéristiques des accélérogrammes utilisés .....206
Tableau 9.3	Valeurs d'accélération pour les spectres uniformes de risque sismique .....209
Tableau 9.4	Caractéristiques des signaux calibrés.....213
Tableau 9.5	Paramètres des modèles pour l'étude paramétrique sur l'amortissement.....220
Tableau 9.6	Périodes fondamentales de vibration pour la structure .....233

Tableau 9.7	Efforts transmis à la fondation et capacité portante pour un site de catégorie D .....	235
Tableau 9.8	Efforts transmis à la fondation et capacité portante pour un site de catégorie E .....	235
Tableau 9.9	Tassements verticaux au centre de la fondation et tassement différentiel des extrémités de la semelle .....	245
Tableau 9.10	Propriétés mécaniques des zones de sol du modèle.....	250
Tableau 10.1	Paramètres de modèles de référence .....	260
Tableau 10.2	Propriétés du sol naturel étudié.....	260
Tableau 10.3	Paramètres élastiques considérés pour les modèles de sol traité .....	262
Tableau 10.4	Paramètres élastiques des colonnes de ballast .....	263
Tableau 10.5	Tassements enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 3B .....	264
Tableau 10.6	Tassements enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 4B .....	265
Tableau 10.7	Tassements enregistrés pour le modèle avec sol traité sur un taux de remplacement de 30% et une largeur 3B .....	265
Tableau 10.8	Tassements enregistrés pour le séisme de Nahanni .....	266
Tableau 10.9	Tassements enregistrés pour le séisme de Saguenay, station Les Éboulements.....	266
Tableau 10.10	Tassements enregistrés pour le séisme de Saguenay, station Chicoutimi Nord .....	267
Tableau 10.11	Paramètres de modèles utilisés .....	282
Tableau 10.12	Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 3B.....	286
Tableau 10.13	Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 4B.....	286
Tableau 10.14	Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur un taux de remplacement de 30% et une largeur 3B.....	287



Tableau 10.15	Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 6B.....	288
Tableau 10.16	Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 4B et une largeur 6B.....	288
Tableau 10.17	Déplacements verticaux enregistrés pour le séisme de Nahanni .....	289
Tableau 10.18	Déplacements verticaux enregistrés pour le séisme de Saguenay, station Les Éboulements .....	290
Tableau 10.19	Déplacements verticaux enregistrés pour le séisme de Saguenay, station Chicoutimi Nord.....	290



## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Notation utilisée dans le chapitre .....12
Figure 1.2	Zone d'influence de la fondation .....13
Figure 1.3	Distribution de pression sur les fondations rigides excentrées .....15
Figure 1.4	Fondations superficielles avec excentricité, (a) rectangulaires, (b) circulaires .....16
Figure 1.5	Analyses de Mononobe –Okobe pour $\varphi=30^\circ$ , $\delta=\varphi/2$ : (a) inclinaison de la fissure de surface; (b) Coefficients de pression sismique .....22
Figure 1.6	Ratios de facteurs de capacité portante sismique / Statique ( $N_E/N_S$ ) .....23
Figure 1.7	Facteur de réduction de la capacité portante sismique.....24
Figure 1.8	Facteurs de réduction de capacité portante $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$ pour différentes valeurs de $f$ .....26
Figure 1.9	Facteurs de réduction de capacité portante $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$ pour différentes valeurs de $n$ .....26
Figure 1.10	Séparation de la réduction de capacité portante en composantes de forces inertielles et de transfert de cisaillement .....27
Figure 1.11	Comparaison des facteurs d'inclinaison $i_q$ et $i_\gamma$ pour différentes méthodes .....28
Figure 1.12	Comparaison du facteur de capacité portante dynamique $N_{cd}$ de Choudhury par rapport à d'autres études .....30
Figure 1.13	Comparaison du facteur de capacité portante dynamique $N_{qd}$ de Choudhury par rapport à d'autres études .....31
Figure 1.14	Comparaison du facteur de capacité portante dynamique $N_{\gamma d}$ de Choudhury par rapport à d'autres études .....31
Figure 2.1	Excentricité positive et excentricité négative .....35
Figure 2.2	Diagramme d'interaction dans le plan $H/V:M/BV$ .....35
Figure 2.3	Expansion de la surface de plastification en fonction du déplacement vertical plastique .....39

Figure 2.4	Comparaison des diagrammes d'interaction dans le plan $H:M$ ( $V/V_0 = 0.5$ ) pour une fondation circulaire sur sol cohérent (argile).....	47
Figure 2.5	Comparaison des diagrammes d'interaction dans le plan $H:M$ ( $V/V_0 = 0.5$ ) pour une fondation circulaire sur sol frottant (sable).....	48
Figure 2.6	Intersection de la courbe enveloppe normalisée de pour une semelle circulaire sur argile dans le plan $H:M$ (pour différentes valeurs de $V/V_0$ ).....	49
Figure 2.7	Comparaison des diagrammes d'interaction dans le plan $H:M$ ( $V/V_0 = 0.5$ ) pour une fondation circulaire sur sol cohérent (argile) en « conditions dynamiques ».....	50
Figure 2.8	$F_h=0.5$ pour Québec ( $C_0 = f(r)$ ) .....	51
Figure 2.9	Comparaison des courbes enveloppes normalisées pour une semelle circulaire sur argile dans les plans $H:V$ ( $M=0$ ) et $M:V$ ( $H=0$ ) .....	52
Figure 2.10	Comparaison des courbes enveloppes normalisées pour une semelle circulaire sur argile dans les plans $H:V$ ( $M=0$ ) et $M:V$ ( $H=0$ ) avec $V_{max}=0.65V_0$ .....	53
Figure 2.11	Comparaison des diagrammes d'interaction (Oxford) pour des semelles circulaires et filante sur sable dans le plan $H:M$ ( $V/V_0 = 0.5$ ) ....	55
Figure 2.12	Comparaison Oxford / Eurocode 8 dans le plan $H:M$ ( $V/V_0=0.5$ ) .....	56
Figure 2.13	Comparaison Oxford / Gottardi / Eurocode 8 dans le plan $H:V$ ( $M=0$ ).....	57
Figure 2.14	Comparaison Oxford / Gottardi / Eurocode 8 dans le plan $M:V$ ( $H=0$ ).....	57
Figure 3.1	Diagrammes d'interaction « traditionnels » dans le plan $M:V$ ( $H=0$ ).....	62
Figure 3.2	Comparaison des diagrammes d'interaction « traditionnels » à ceux de l'Eurocode 8 et d'Oxford dans le plan $M:V$ ( $H=0$ ) .....	62
Figure 3.3	Diagrammes d'interaction « traditionnels » dans le plan $H:V$ ( $M=0$ ).....	63
Figure 3.4	Comparaison des diagrammes d'interaction « traditionnels » à ceux de l'Eurocode 8 et d'Oxford dans le plan $H:V$ ( $M=0$ ) .....	63
Figure 3.5	Comparaison des diagrammes d'interaction à la méthode MCIF dans le plan $M:V$ ( $H=0$ ).....	64
Figure 3.6	Comparaison des diagrammes d'interaction à la méthode MCIF dans le plan $H:V$ ( $M=0$ ).....	65

Figure 3.7	Comparaison des diagrammes d'interaction à la méthode MCIF dans le plan $H:M$ ( $V/V_0=0,5$ ).....	65
Figure 4.1	Choix de la vibrocompactage ou du vibroremplacement .....	68
Figure 4.2	Méthode d'amélioration à l'aide d'une colonne de pierre .....	69
Figure 4.3	Vibreux à sas, servant à l'installation des colonnes ballastées par « bottom feed » .....	70
Figure 4.4	Maillages classiques.....	71
Figure 4.5	Comparaison du tassement pour une fondation sur sol traité et sur sol non traité.....	75
Figure 4.6	Mécanismes de transfert de charges pour un pieu rigide (a) et pour une colonne ballastée (b) .....	76
Figure 4.7	Notations pour la méthode de Priebe .....	78
Figure 4.8	Comparaison des tassements estimés avec la méthode de Priebe aux mesures in situ.....	83
Figure 4.9	Courbes s'accordant le plus avec l'amélioration observée par SPT .....	84
Figure 4.10	Extrait de la thèse de Baez Satizabal. ....	89
Figure 4.11	Méthodologie de conception d'une fondation superficielle sur sol traité .....	91
Figure 5.1	Évaluation de la capacité portante à l'État Limite Ultime à l'aide de méthodes analytiques et numériques .....	95
Figure 5.2	Calcul de la capacité portante sismique par les méthodes du MCIF et de Richards (Méthode M2) .....	96
Figure 5.3	Calcul de la capacité portante statique sur sol traité par les méthodes du MCIF et de Priebe (Méthode M6) .....	97
Figure 5.4	Calcul de la capacité portante statique sur sol traité par les méthodes du MCIF et de Baez (Méthode M8) : (a) SPT, (b) CPT .....	98
Figure 5.5	Calcul de la capacité portante statique sur sol traité par les méthodes des courbes enveloppes et de Priebe.....	99
Figure 5.6	Calcul de la capacité portante sismique sur sol traité par les méthodes du MCIF, de Richards et de Priebe (Méthode M7) .....	100

Figure 5.7	Calcul de la capacité portante sismique sur sol traité par les méthodes du MCIF, de Richards et de Baez (Méthode M9).....	101
Figure 5.8	Combinaison Priebe et courbes enveloppes.....	102
Figure 5.9	Comparaison des différentes méthodes dans le plan $H:V$ ( $M=0$ ) .....	103
Figure 5.10	Comparaison des différentes méthodes dans le plan $M:V$ ( $H=0$ ) .....	103
Figure 5.11	Comparaison des différentes méthodes dans le plan $H:M$ ( $V/V_0=0.5$ ).....	104
Figure 5.12	Comparaison des différentes méthodes dans le plan $H:M$ ( $V/V_0=0.25$ )...	104
Figure 6.1	Interface de vérification pour les diagrammes d'interaction de CaPoDyn .....	111
Figure 6.2	Différence pour les courbes enveloppes en conditions statique et dynamique.....	111
Figure 6.3	Comparaison des capacités portantes prévues pour un ratio de remplacement de 10%.....	116
Figure 6.4	Comparaison des capacités portantes prévues pour un ratio de remplacement de 15%.....	117
Figure 6.5	Comparaison des capacités portantes prévues pour un ratio de remplacement de 20%.....	118
Figure 6.6	Comparaison des capacités portantes prévues pour un ratio de remplacement de 25%.....	119
Figure 6.7	Ratios de capacité portante statique.....	121
Figure 6.8	Ratios de capacité portante dynamique.....	123
Figure 6.9	Ratios de capacité portante dynamique/statique .....	125
Figure 6.10	Ratios de capacité portante statique pour un taux de remplacement variable.....	126
Figure 7.1	Schéma de calcul explicite.....	131
Figure 7.2	Schématisation du modèle employé et conditions aux frontières .....	132
Figure 7.3	Grille de type G10 et conditions aux frontières .....	133
Figure 7.4	Grille de type G30 et conditions aux frontières .....	134

Figure 7.5	Grille de type G50 et conditions aux frontières .....	134
Figure 7.6	Diagrammes contrainte déplacement pour une argile non saturée lorsque $\psi$ varie, analyse en contraintes effectives, conditions drainées ..	136
Figure 7.7	Diagrammes contrainte déplacement normalisés par rapport au MCIF, pour une argile non saturée lorsque $\psi$ varie, analyse en contraintes effectives, conditions drainées .....	136
Figure 7.8	Grille non uniforme avec multiplicateur de densité.....	138
Figure 7.9	Diagramme contrainte déplacement pour une fondation de 45cm sur différents types de grilles (sable, nappe en profondeur, surface lisse) ...	139
Figure 7.10	Diagrammes contrainte déplacement pour différentes finesses de maillage sous la fondation .....	140
Figure 7.11	Résultats analytiques pour le comportement chargement tassement d'un groupe de 25 colonnes .....	142
Figure 7.12	Diagrammes du ratio des contraintes (FLAC/M6) - déplacement pour le sable, pour différents types de traitement, $Ar=20\%$ .....	144
Figure 7.13	Diagrammes du ratio des contraintes (FLAC/M6) - déplacement pour le sable, pour différents types de traitement, $Ar=26,7\%$ .....	145
Figure 7.14	Diagrammes du ratio des contraintes (FLAC/CaPoDyn) - déplacement pour le sable, pour différents types de traitement, $Ar=36,7\%$ .....	145
Figure 7.15	Comparaison des courbes contrainte tassement pour un module d'élasticité variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite).....	149
Figure 7.16	Comparaison des courbes contrainte tassement pour un coefficient de poisson variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite).....	149
Figure 7.17	Comparaison des courbes contrainte tassement pour un angle de dilatation variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite).....	150
Figure 7.18	Modèle « lollipop » avec fondation structurale. ....	151
Figure 7.19	Comparaison des courbes contrainte tassement pour un module d'élasticité variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite).....	152

Figure 7.20	Comparaison des courbes contrainte tassement pour un coefficient de poisson variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite).....	152
Figure 7.21	Comparaison des courbes contrainte tassement pour un modèle avec vitesse appliquée sur la grille et pour le modèle lollipop.....	153
Figure 7.22	Facteurs d'influence pour le tassement au centre d'une fondation filante (a) et circulaire (b) .....	154
Figure 7.23	Profils de contrainte sous une semelle d'après Boussinesq (a) et Westergaard (b).....	156
Figure 7.24	Profils de contrainte sous une semelle filante.....	157
Figure 7.25	Modèle Lollipop utilisé pour calculer les contraintes.....	157
Figure 7.26	Comparaison des profils de contrainte obtenus sous une semelle filante, pour différentes charges.....	159
Figure 7.27	Comparaison de la distribution de contrainte obtenue sous une semelle filante .....	160
Figure 7.28	Allure de la contrainte à la limite de la semelle.....	160
Figure 7.29	Modèle FLAC hétérogène tentant de représenter les effets d'installation par une augmentation de l'angle de frottement dans la zone traitée .....	162
Figure 7.30	Modèle de grille retenu pour la suite de l'étude .....	167
Figure 8.1	Configurations considérées (a) traitement avant construction, (b) traitement après construction .....	170
Figure 8.2	Résultats de chargement statique pour des fondations carrées sur du sable .....	171
Figure 8.3	Évolution de la capacité portante en fonction de dimensions de la zone de sol traitée.....	175
Figure 8.4	Évolution du ratio de capacité portante en fonction de dimensions de la zone de sol traitée par rapport à la capacité portante estimée avec CaPoDyn.....	176
Figure 8.5	Paramètres variables : HT et LT' .....	178



Figure 8.6	Évolution de la capacité portante en fonction de dimensions de la zone de sol traitée.....	182
Figure 8.7	Évolution du ratio de capacité portante en fonction de dimensions de la zone de sol traitée par rapport à la capacité portante estimée avec CaPoDyn.....	183
Figure 8.8	Plan de rupture de la fondation à la capacité portante maximale .....	184
Figure 8.9	Dimensions de zones traitées dans le cas d'un traitement avant construction de la semelle (a) et dans le cas d'un traitement de réhabilitaiton (b).....	187
Figure 8.10	Surface indiquant la capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour un taux de remplacement de 10% .....	189
Figure 8.11	Surfaces indiquant la capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour des taux de remplacement de 10, 20 et 30%.....	189
Figure 8.12	Surfaces indiquant le ratio de capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour des taux de remplacement de 10, 20 et 30% par rapport à la valeur estimée avec CaPoDyn.....	190
Figure 8.13	Surfaces indiquant la capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour des taux de remplacement de 10, 20 et 30%, dans le cas d'un sol traité autour de la semelle.....	191
Figure 8.14	Surfaces indiquant le ratio de capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour des taux de remplacement de 10, 20 et 30% par rapport à la valeur estimée avec CaPoDyn, dans le cas d'un sol traité autour de la semelle .....	191
Figure 9.1	Schématisation de l'ISS .....	194
Figure 9.2	Types de non linéarités dans l'interaction Sol-Fondation.....	201
Figure 9.3	Frontière absorbante de type Lysmer.....	205
Figure 9.4	Accélérogrammes utilisés et spectres de réponse pour le séisme du Saguenay .....	207
Figure 9.5	Accélérogramme utilisé et spectre de réponse pour le séisme de Nahanni .....	208

Figure 9.6	Spectres uniformes de risque sismique définis par le CNBC 2010 .....	209
Figure 9.7	Spectres de réponse pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements calibrés pour Québec et Rivière-du-Loup .....	211
Figure 9.8	Accélérogrammes pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements calibrés pour Québec et Rivière-du-Loup .....	212
Figure 9.9	Méthode de déconvolution préconisée pour FLAC .....	214
Figure 9.10	Type de condition frontière disponible dans FLAC (base rigide) .....	215
Figure 9.11	Courbes de dégradation du module de cisaillement pour le roc .....	217
Figure 9.12	Courbe de dégradation du module de cisaillement pour le sable.....	217
Figure 9.13	Courbe de dégradation du module de cisaillement pour l'argile .....	218
Figure 9.14	Étude 1 : comparaison des résultats de Shake 2000 et FLAC en surface libre, pour une colonne de sol de 1m de large et 30m de hauteur.....	219
Figure 9.15	Comparaison des accélérogrammes en surface libre .....	221
Figure 9.16	Comparaison des spectres de puissance associés aux accélérogrammes en surface libre.....	222
Figure 9.17	Spectres de réponse associés aux accélérogrammes en surface libre .....	223
Figure 9.18	Modèles de grilles utilisés et zones où l'accélérogramme est comparé...	225
Figure 9.19	Accélérogramme et spectres correspondants pour le séisme de Nahanni 1985, base de la grille (point 1).....	225
Figure 9.20	Accélérogrammes et spectres correspondants pour le point 2 des modèles.....	226
Figure 9.21	Accélérogrammes et spectres correspondants pour le point 3 des modèles.....	227
Figure 9.22	Accélérogrammes et spectres correspondants pour le point 4 des modèles.....	228
Figure 9.23	Modèles utilisés pour étudier l'influence des conditions aux frontières (a) modèle champ libre (b) modèle avec frontières absorbantes .....	230
Figure 9.24	Conditions aux frontières adoptées dans FLAC pour un modèle dit « à base rigide » à frontières absorbantes .....	231

Figure 9.25	Comparaison de la réponse en surface libre pour le point 1 selon les conditions frontières.....	231
Figure 9.26	Comparaison de la réponse en surface libre pour le point 2 selon les conditions frontières.....	232
Figure 9.27	Comparaison de la réponse en surface libre pour le point 3 selon les conditions frontières.....	232
Figure 9.28	Modèle de structure « lollipop » .....	234
Figure 9.29	Fonction utilisée pour vérifier la période de vibration fondamentale du modèle avec interface .....	236
Figure 9.30	Déplacements horizontaux en tête de lollipop pour la fonction Push, paramètres d'interface variables .....	237
Figure 9.31	Fonction sinusoïdale utilisée pour l'excitation .....	238
Figure 9.32	Déplacements horizontaux en tête de colonne pour une excitation sinusoïdale.....	239
Figure 9.33	Influence du module d'élasticité sur le tassement vertical pour le séisme de Nahanni (1/2).....	241
Figure 9.34	Influence du module d'élasticité sur le tassement vertical pour le séisme de Nahanni (2/2).....	242
Figure 9.35	Influence du module d'élasticité sur le tassement vertical pour le séisme de Saguenay, station Les Éboulements (1/2) .....	243
Figure 9.36	Influence du module d'élasticité sur le tassement vertical pour le séisme de Saguenay, station Les Éboulements (2/2) .....	244
Figure 9.37	Comparaison des accélérogrammes, spectres de réponse et intensités d'Arias en surface libre pour le modèle avec $E=150\text{MPa}$ .....	246
Figure 9.38	Modèle utilisé pour l'essai #4a mené dans le cadre du projet VELACS .....	247
Figure 9.39	Résultats de l'essai #4a mené dans le cadre du projet VELACS.....	248
Figure 9.40	Modèle « 3 », sol naturel, utilisé dans l'étude d'Adalier et al. (équivalent en dimensions réelles).....	249
Figure 9.41	Modèle « 4 », sol traité, utilisé dans l'étude d'Adalier et al. (équivalent en dimensions réelles).....	250

Figure 9.42	Accélération « Shake 1 » similaire à celle utilisée par Adalier et al.....	251
Figure 9.43	Accélération « Shake 2 » similaire à celle utilisée par Adalier et al.....	252
Figure 9.44	Tassements mesurés sur le modèle « 3 », sol naturel, pour la sollicitation « shake 1 ».....	253
Figure 9.45	Tassements estimés avec FLAC sur le modèle « 3 », sol naturel, pour la sollicitation « shake 1 » .....	253
Figure 9.46	Tassements mesurés sur le modèle « 4 », sol traité, pour la sollicitation « shake 1 ».....	254
Figure 9.47	Tassements estimés avec FLAC sur le modèle « 4 », sol traité, pour la sollicitation « shake 1 » .....	255
Figure 9.48	Tassements mesurés sur le modèle « 4 », sol traité, pour la sollicitation « shake 2 ».....	255
Figure 9.49	Tassements estimés avec FLAC sur le modèle « 4 », sol traité, pour la sollicitation « shake 2 ».....	256
Figure 10.1	Modèle de structure « lollipop » .....	260
Figure 10.2	Modèle « lollipop » avec zone de sol traité (hachuré) .....	261
Figure 10.3	Exemples de modèles utilisés : modèles D2, D3 et D6 .....	261
Figure 10.4	Nœuds de la fondation .....	268
Figure 10.5	Interprétation des graphiques.....	269
Figure 10.6	Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Nahanni, calibré pour la Ville de Québec .....	270
Figure 10.7	Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Nahanni, calibré pour Rivière du Loup.....	271
Figure 10.8	Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Saguenay, Les Éboulements, calibré pour la Ville de Québec.....	272
Figure 10.9	Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Saguenay, Les Éboulements, calibré pour Rivière du Loup .....	273

Figure 10.10	Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Saguenay, Chicoutimi Nord, calibré pour la Ville de Québec.....	274
Figure 10.11	Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Saguenay, Chicoutimi Nord, calibré pour Rivière du Loup .....	275
Figure 10.12	Points où les accélérogrammes ont été enregistrés .....	276
Figure 10.13	Accélérogrammes et spectres de réponse sur le côté du modèle 2B_4B_20%, Nahanni, Calibré pour Rivière-du-Loup .....	277
Figure 10.14	Accélérogrammes et spectres de réponse au centre du modèle 2B_4B_20%, Nahanni, Calibré pour Rivière-du-Loup .....	278
Figure 10.15	Accélérogrammes et spectres de réponse sur le côté du modèle 2B_4B_20%, Saguenay Chicoutimi Nord, Calibré pour Rivière-du-Loup.....	279
Figure 10.16	Accélérogrammes et spectres de réponse au centre du modèle 2B_4B_20%, Saguenay Chicoutimi Nord, Calibré pour Rivière-du-Loup.....	280
Figure 10.17	Rapports de surconsolidation et de résistance en fonction de la profondeur, pour les argiles. ....	283
Figure 10.18	Modèle aux différences finies pour le sol avec nappe en surface.....	285
Figure 10.19	Déplacements enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle sur sol naturel.....	292
Figure 10.20	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 1B et une largeur de 3B, avec un taux de remplacement de 30% .....	293
Figure 10.21	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 2B et une largeur de 3B, avec un taux de remplacement de 20% .....	294
Figure 10.22	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 2B et une largeur de 3B, avec un taux de remplacement de 30% .....	295
Figure 10.23	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 2B et une largeur de 4B, avec un taux de remplacement de 20% .....	296

Figure 10.24	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de $2B$ et une largeur de $4B$ , avec un taux de remplacement de 30% .....	297
Figure 10.25	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de $2B$ et une largeur de $6B$ , avec un taux de remplacement de 20% .....	298
Figure 10.26	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de $2B$ et une largeur de $6B$ , avec un taux de remplacement de 30% .....	299
Figure 10.27	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de $3B$ et une largeur de $3B$ , avec un taux de remplacement de 30% .....	300
Figure 10.28	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de $4B$ et une largeur de $6B$ , avec un taux de remplacement de 20% .....	301
Figure 10.29	Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de $4B$ et une largeur de $6B$ , avec un taux de remplacement de 30% .....	302

## **LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES**

BNWF	Beam on a Nonlinear Winkler Foundation
CaPoDyn	Chiffrier Excel “Capacité Portante Dynamique”
CGS	Canadian Geotechnical Society
CIM	Contact Interface Model
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
CPT	Cone Penetration Test
CSR	Cyclic Strenth Ratio
DDL	Degré De Liberté
ELUL	État Limite ULtime
ELUT	État Limite d’Utilisation
FIM	Foundation Input Motion
FS	Facteur de Sécurité
ISS	Interaction Sol-Structure
LRFD	Load and Factor Resistance Design
MCIF	Manuel Canadien d’Ingénierie des Fondations
MTQ	Ministère des Transports du Québec
PEER	Pacific Earthquake Research center
PGA	Peak Ground Acceleration
SCGC	Société Canadienne de Génie Civil
SPT	Standard Penetration Test

**Alphabet romain minuscule**

$a_{\max}$	Accélération de pointe au sol
$c$	Cohésion
	Constante d'amortissement hors plan (FLAC)
$c'$	Cohésion effective
$c_u$	Résistance au cisaillement non drainé
$d$	Distance entre la fondation et la nappe phréatique
	Diamètre d'une colonne de ballast
$d_c$	Facteur de profondeur
$e$	Excentricité
$e_x$	Excentricité selon l'axe X
$e_y$	Excentricité selon l'axe Y
$f$	Coefficient d'inclinaison
	Fréquence du premier mode de vibration du bâtiment
$f_d$	Facteur de profondeur
$f'_c$	Résistance en compression du béton visée à 28 jours
$g$	Accélération gravitaire de la Terre
$h$	Hauteur du bâtiment
$i_c$	Facteur d'inclinaison relatif à la cohésion
$i_q$	Facteur d'inclinaison relatif à la pression des terres
$i_\gamma$	Facteur d'inclinaison relatif au poids du sol
$k$	Paramètre d'hétérogénéité du sol dans la méthode de Chatzigogos



$k_h$	Coefficient d'accélération horizontale
$k_n$	Rigidité normale de l'élément d'interface
$k_s$	Rigidité en cisaillement de l'élément d'interface
$k_v$	Coefficient d'accélération verticale
$m_b$	Magnitude d'un séisme (ondes de volume)
$m_N$	Magnitude de Nuttli (appliquée par la commission géologique du Canada)
$n$	Coefficient d'inclinaison
	Nombre d'étages du bâtiment
$n_0$	Facteur d'amélioration (Priebe)
$p$	Distribution de charge sur les colonnes et le sol (Priebe)
$p'$	Pression moyenne appliquée sur l'échantillon de sol
$q$	Déviateur ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ )
	Pression des terres au niveau de la fondation
	Contrainte verticale ultime dans la colonne de ballast
$q'$	Pression effective des terres au niveau de la fondation
$q_u$	Résistance géotechnique ultime
$q_{n,ult}$	Résistance géotechnique ultime nette
$r_d$	Facteur de profondeur
$s_c$	Facteur de forme relatif à la cohésion
$s_q$	Facteur de forme relatif à la pression des terres
$s_u$	Resistance du sol non drainé au cisaillement
$s_{u0}$	Resistance maximale du sol non drainé au cisaillement
$s_\gamma$	Facteur de forme relatif au poids du sol

## XXXVIII

w	Teneur en eau (en %)
z	Profondeur de la nappe phréatique

### **Alphabet romain majuscule**

A	Aire de la fondation  Surface plane totale = $A_s + A_{sc}$ (Baez Satizabal)  Aire du sol (avant traitement)
$A_c$	Aire du sol remplacé par du ballast
$A_r$	Taux de remplacement du sol (Baez Satizabal)
$A_s$	Surface plane du sol (Baez Satizabal)
$A_{sc}$	Surface plane de la colonne vibrante (Baez Satizabal)
B	Largeur de la fondation
$B'$	Largeur effective de la fondation
$C_s^{ff}$	Vitesse d'ondes de cisaillement en surface libre
D	Profondeur de la fondation  Diamètre de la fondation
E	Module d'Young de la colonne en béton, ou du sol
FS	Coefficient de sécurité incluant les incertitudes de la détermination des charges structurelles
$F_a$	Coefficient d'accélération de l'emplacement (d'après le CNBC 2010)
$F_h$	Forces d'inertie dans le sol
$F_v$	Coefficient de vitesse de l'emplacement (d'après le CNBC 2010)
G	Module de cisaillement du sol
$G_{max}$	Module de cisaillement maximal du sol

$G_s$	Module de cisaillement dans le sol
$G_{sc}$	Module de cisaillement dans la colonne
$H$	Force horizontale exercée à la base de la fondation
$HT$	Hauteur de traitement
$K_{AE}$	Coefficient de pression des terres actif
$K_{PE}$	Coefficient de pression des terres passif
$K_h$	Résistance horizontale équivalente de la fondation pour le calcul de l'ISS
$K_r$	Résistance rotationnelle équivalente de la fondation pour le calcul de l'ISS
$K_v$	Résistance verticale équivalente de la fondation pour le calcul de l'ISS
$K_0$	Coefficient de pression des terres, au repos
$K_{2max}$	Module de cisaillement à petite déformation
$L$	Longueur de la fondation
	Longueur d'une colonne de ballast
$L'$	Longueur effective de la fondation
$LT$	Largeur de traitement
$M$	Moment exercé à la base de la fondation
$M_B$	Moment exercé à la base de la fondation selon la largeur
$M_L$	Moment exercé à la base de la fondation selon la longueur
$N$	Nombre de coups pour le SPT (Standard Penetration Test)
	Force verticale exercée à la base de la fondation (Chatzigogos et Pecker)
$N_c$	Coefficient de capacité portante relatif à la cohésion
$N_{cd}$	Coefficient de capacité portante sismique relatif à la cohésion (Choudhury)
$N_{cE}$	Coefficient de capacité portante sismique relatif à la cohésion (Richards)

XL

$N_q$	Coefficient de capacité portante relatif à la pression des terres
$N_{qd}$	Coefficient de capacité portante sismique relatif à la pression des terres (Choudhury)
$N_{qE}$	Coefficient de capacité portante sismique relatif à la pression des terres (Richards)
$N_\gamma$	Coefficient de capacité portante relatif au poids du sol
$N_{\gamma d}$	Coefficient de capacité sismique portante relatif au poids du sol (Choudhury)
$N_{\gamma E}$	Coefficient de capacité sismique portante relatif au poids du sol (Richards)
$N_{60}$	Resistance moyenne à la pénétration standard (CNBC 2010)
$(N_1)_{60}$	Valeur de N mesurée pour le SPT, délivrant 60% de l'énergie perdue par la cheville et corrigée pour une pression de surcharge de 1 tonne / pied carré.
$P$	Charge totale au niveau de la semelle
$P_h$	Force horizontale à la base de la fondation
$P_{LE}$	Capacité portante à l'état limite ultime pour une charge sismique
$P_{pcd}$	Composante relative à la cohésion de la pression passive sismique (Choudhury)
$P_{pqd}$	Composante relative à la pression des terres de la pression passive sismique (Choudhury)
$P_{pyd}$	Composante relative au poids du sol de la pression passive sismique (Choudhury)
$P_v$	Force verticale à la base de la fondation
$PI$	Indice de plasticité du sol
$R$	Distance (en km) entre l'épicentre du séisme et la station d'enregistrement Rayon d'une fondation circulaire
$S_c$	Facteur de modification relatif à la cohésion
$S_q$	Facteur de modification relatif à la pression des terres

$S_\gamma$	Facteur de modification relatif au poids du sol
$T$	Période du premier mode de vibration de l'ouvrage considéré
$V$	Charge verticale sur la fondation Force horizontale exercée à la base de la fondation (Chatzigogos et Pecker)
$V_{\max}$	Charge verticale maximale appliquée sur la fondation
$V_s$	Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol (m/s)
$V_0$	Charge verticale maximale admissible sur la fondation
$W$	Dimension hors plan de la structure (FLAC)

#### **Alphabet grec minuscule**

$\beta$	Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale du sol en surface à l'extrémité de la fondation
$\gamma$	Distorsion (en dynamique des sols) Poids volumique du sol
$\gamma'$	Poids volumique effectif du sol Poids volumique du sol
$\gamma_c$	Poids volumique du ballast (Priebe)
$\gamma_{\text{hum}}$	Poids volumique du sol humide
$\gamma_s$	Effort tranchant dans le sol (Baez Satizabal) Poids volumique du sol (Priebe)
$\gamma_{\text{sat}}$	Poids volumique du sol saturé
$\gamma_{\text{sc}}$	Effort tranchant dans la colonne (Baez Satizabal)
$\delta$	Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale du sol en fond de fouille (sur lequel est installé la fondation)
$\varepsilon$	Champ de déformation du sol

$\varepsilon$	Angle d'inclinaison de la force sur la fondation relatif à B et L (force inclinée seulement sur B : $\theta=90^\circ$ , seulement sur L $\theta=0^\circ$ )
$\mu_c$	Coefficient de Poisson du ballast (Priebe)
$\mu_s$	Coefficient de Poisson du sol (Priebe)
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\pi$	Rapport de la circonférence d'un cercle à son diamètre
$\rho$	Poids volumique du sol
$\rho_{AE}$	Angle critique de rupture active, conditions dynamiques
$\rho_{PE}$	Angle critique de rupture passive, conditions dynamiques
$\sigma_0$	Contrainte totale à la profondeur considérée.
$\sigma'_m$	Contrainte principale moyenne effective pour un sol
$\sigma'_v$	Contrainte verticale effective pour un sol
$\sigma_1$	Contrainte axiale appliquée sur l'échantillon de sol
$\sigma_3$	Contrainte de confinement appliquée sur l'échantillon de sol
$\tau$	Contrainte appliquée sur le sol
$\tau_s$	Tension de cisaillement dans le sol (Baez Satizabal)
$\tau_{sc}$	Tension de cisaillement dans la colonne (Baez Satizabal)
$\tau$	Tension de cisaillement entrée. $\sim 0.65 a_{\max} \sigma_e r_d / g$ .
$\varphi_s$	Angle de frottement du sol
$\varphi_c$	Angle de frottement du ballast
$\psi'$	Angle de dilatation effectif

**Alphabet grec majuscule**

$\Delta_{\text{cent}}$	Tassement maximal au centre de la semelle, à la fin de la sollicitation sismique
$\Delta_{\text{diff}}$	Tassement différentiel de la semelle (entre ses deux extrémités), à la fin de la sollicitation sismique
$\Delta_{\text{diffmax}}$	Tassement différentiel maximal de la semelle (entre ses deux extrémités), durant la sollicitation sismique
$\Delta_p$	Effort induit par la semelle à l'interface entre le sol dur et le sol mou
$\Phi$	Angle de frottement interne du sol
$\Phi'$	Angle de frottement interne effectif du sol





## LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

<b>UNITÉS DE BASE</b>		<b>UNITÉS DE TEMPS</b>	
<b>Aire</b>		h	heure
m <sup>2</sup>	mètre carré	s	seconde
<b>UNITÉS GÉOMÉTRIQUES</b>		<b>Fréquence</b>	
<b>Longueur</b>		Hz	Hertz
km	kilomètre	kHz	kiloHertz
m	mètre		
cm	centimètre		
mm	millimètre		
<b>UNITÉS DE MASSE</b>			
<b>Masse</b>			
kg	kilogramme		
<b>UNITÉS MÉCANIQUES</b>			
<b>Vitesse</b>			
km/s	kilomètre par seconde		
<b>Accélération</b>			
m/s <sup>2</sup>	mètres par secondes au carré		
g	accélération moyenne de la pesanteur		
<b>Angle</b>			
°	degré		
rad	radian		
<b>Courbure</b>			
rad/km	radians par kilomètre		
rad/m	radian par mètre		
<b>Force</b>			
N	Newton		
kN	kiloNewton		
MN	megaNewton		
<b>Moment d'une force</b>			
N.m	Newton - mètre		
kN.m	kiloNewton - mètre		
<b>Énergie, travail</b>			
J	joule		
kJ	kilojoule		
m <sup>2</sup> /s	Mètre carré par seconde		
<b>Puissance</b>			
W	Watt		
m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>	mètre carré par seconde carré		
<b>Contrainte</b>			
Pa	Pascal		
MPa	megaPascal		



## INTRODUCTION

Cette thèse étudie l'effet du traitement d'un sol sensible par vibroremplacement sur la capacité portante ultime d'une fondation superficielle en conditions statiques et dynamiques. Pour les conditions statiques, l'étude se concentre sur le problème de l'évaluation de la capacité portante dans le cas d'un sol traité par vibroremplacement. En particulier, l'effet de la taille de la zone traitée et du taux de remplacement sont pris en considération. Pour ce qui est de la sollicitation sismique, la thèse introduit l'effet de l'Interaction Sol Structure (ISS) au travers d'une étude en intégration directe réalisée avec un logiciel de différences finies.

### Contexte de l'étude

Le Canada est une région à sismicité modérée : chaque année on enregistre entre 200 et 300 séismes dont : 25% dans l'est, 15% dans le grand nord et 60% dans l'ouest (Lamontagne et al., 2007). L'est du Canada fait partie d'une vaste plaque continentale relativement asismique mais certaines zones ont néanmoins une activité sismique importante dans la zone de Charlevoix et plus modérée le long des vallées de l'Outaouais et du Saint-Laurent (Lamontagne, 2008). Les séismes engendrent des vibrations dans le sol, pouvant entraîner sa rupture ou sa liquéfaction et génèrent des mouvements horizontaux et verticaux (Davidovici, 1999; Imbsen, 2001). Pour les sols non liquéfiables, une diminution de la capacité portante plus ou moins importante peut survenir suivant le type de sol. Dans les méthodes actuellement préconisées par les codes et normes, l'évaluation de la capacité portante des sols non liquéfiables pour un chargement sismique se fait à l'aide de méthodes statiques : le chargement dynamique est représenté par des forces horizontales (H), verticales (V) et de moment (M) équivalents. Le besoin d'un calcul plus raffiné s'est entre autre fait sentir après le séisme de Mexico de 1985 où plusieurs structures ont subi des ruptures dues au dépassement de la capacité portante (Davidovici, 1999; Lagorio, 1990). Par ailleurs, les effets de site (amplification, dé amplification, résonnance) ont été observés à plusieurs reprises, notamment dans le cas du séisme de Mexico en 1985 et celui de Loma Prieta en 1989 pour l'île de Treasure Island (Davidovici, 1999; Roy et Sharma, 1993).

La province du Québec est aussi connue pour avoir des sols dits sensibles comme les sables fluvio-glaciaires et les argiles de la mer de Champlain qui se trouvent le long de la vallée du Saint-Laurent et dans le fjord du Saguenay (Leroueil et al., 1983). Dans le cas des sols pulvérulents liquéfiables, ou à tout le moins présentant des paramètres géotechniques faibles, les fondations profondes sont souvent privilégiées. Mais il peut être parfois plus économique d'envisager un traitement de sol et un système de fondation superficiel. Afin de diminuer le potentiel de liquéfaction d'un sol, plusieurs techniques d'amélioration de sol sont disponibles, parmi lesquelles le vibroremplacement (également appelé colonnes de ballast ou colonnes ballastées) (Adalier et Elgamal, 2004; Adalier et al., 2003; Hussin, 2006b). Cette technique a vu son utilisation croître au cours des dernières décennies, particulièrement en Allemagne et en Irlande (Kirsch, 2008; McCabe et al., 2007). L'installation de colonnes ballastées permet (i) de diminuer le potentiel de liquéfaction d'un sol (le ballast agit comme un drain vertical) et (ii) d'améliorer les propriétés du sol situé entre les colonnes de ballast. En effet, lors de l'installation, la vibration des colonnes va entraîner un compactage du sol entourant et ainsi accroître sa résistance (Kirsch, 2006).

## **Problématique**

Une approche rigoureuse de la conception de fondations pour les régions sismiques comprend deux volets : (1) l'évaluation de la capacité portante (incluant le cas sismique) et, (2) l'étude du comportement dynamique du système sol-fondation. Le premier volet correspond à un dimensionnement par capacité (rupture par cisaillement), alors que le second, visant à évaluer l'ampleur des tassements sous l'effet d'une sollicitation sismique, correspond à une conception basée sur la performance.

Ce deuxième volet est rarement étudié pour les ouvrages courants et n'a pas fait l'objet de nombreuses études scientifiques (Dashti et al., 2010). Généralement, le chargement sismique est représenté par une combinaison de charges statiques (H, M, et V). Cependant, les forces d'inertie dans le sol peuvent parfois avoir un effet très défavorable notamment pour les structures conçues avec un coefficient de sécurité faible vis-à-vis des charges statiques ou

pour les structures qui mettent en évidence une forte excentricité du chargement (Chatzigogos, 2007). Les méthodes classiques employées pour la conception des fondations superficielles ne prennent pas en compte ces effets d'inertie, et montrent leurs limites vis-à-vis des chargements complexes. Ainsi, les méthodes des courbes enveloppes (récemment introduites dans l'Eurocode 8 sous la forme d'une annexe informative), ou les méthodes pseudo-dynamiques basées sur un calcul en plasticité pourraient être utilisées afin d'améliorer les méthodes de conception. Ces concepts et familles de méthodes pour la conception et l'évaluation des fondations superficielles sont présentés schématiquement dans la Figure 0.1.

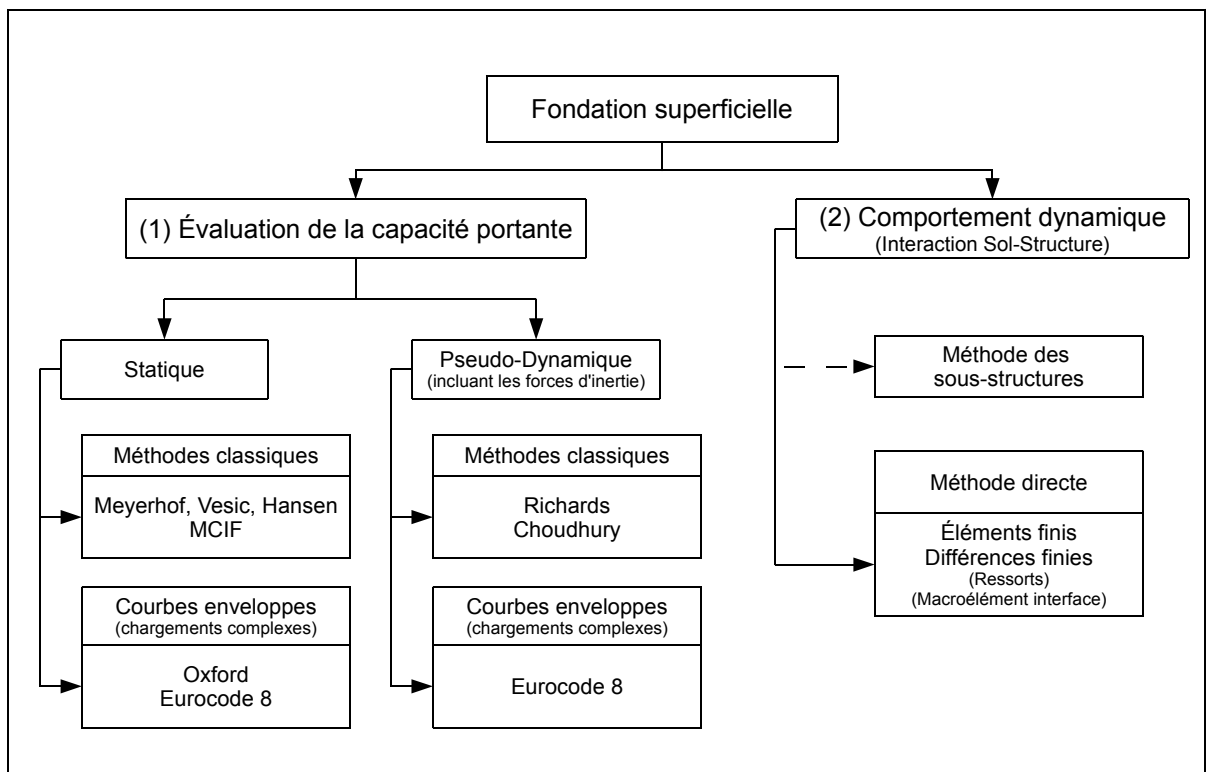


Figure 0.1 Méthodes pour la conception et l'évaluation de fondations superficielles

L'approche idéale de conception serait l'étude du comportement dynamique du système sol-fondation. En effet, outre la rupture potentielle du sol, des tassements importants ont souvent été observés lors de séismes, et l'étude de ces tassements se fait par une modélisation adéquate du problème d'ISS. L'ISS peut être modélisée avec la méthode des sous-structures

ou bien avec une méthode directe. C'est cette deuxième approche qui a été favorisée dans la thèse étant donné qu'elle permet de connaître précisément la réponse non linéaire du système sol-fondation. Le choix s'est porté sur un modèle aux différences finies (avec une loi de comportement du sol de type Mohr-Coulomb) puisque ce type de modélisation permet de refléter le plus fidèlement possible le phénomène d'ISS, malgré des efforts de modélisation et de temps de calcul nettement plus importants. En outre, l'étude du comportement dynamique permet de procéder à une conception basée sur la performance.

Si l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle et de son comportement sismique présentent encore aujourd'hui des défis techniques, le même travail n'a pas encore été fait de manière précise dans le cas de fondations superficielles installées sur un sol traité par vibroremplacement. Pour les actions sismiques, dans ce cas, le problème consiste à évaluer le tassement de la structure sur sol traité et de le comparer au tassement enregistré sur sol naturel afin d'optimiser les coûts de construction [Figure 0.2]. En effet, les coûts d'amélioration du sol sont généralement très élevés, et il serait donc préférable de concevoir les colonnes ballastées afin d'atteindre un objectif tassement (de la même manière que l'on se fixe des objectifs en déplacement pour la conception basée sur la performance dans le cas des structures). Il est important de noter, qu'actuellement, il n'y a pas de procédure permettant de calculer les tassements engendrés par l'effet combiné des contraintes déviatoriques et volumétriques (Dashti et al., 2010). Par ailleurs les dimensions de la zone de sol traitée sont souvent choisies à l'aide de « règles du pouce », et peu d'études ont été menées sur l'optimisation de la zone de traitement. En effet il n'y a pas, à l'heure actuelle, de code ou de norme spécifique au traitement de sol par vibroremplacement. L'U.S Army Corps of Engineers (USACE) a proposé des guides pour la réalisation de barrages ou de quais avec sol traité par vibroremplacement, mais il n'existe pas d'équivalent pour les ouvrages conventionnels (bâtiments, ponts...). De fait, il est possible que le dimensionnement proposé soit trop conservateur (ce qui engendre des surcoûts), mais il est certain que la performance réelle du système de fondation est mal connue. De nombreuses interrogations subsistent quant à l'efficacité du vibroremplacement en ce qui a trait à l'amélioration de la capacité portante et du comportement sismique de la fondation. À ce jour, même les résultats d'essais

répertoriés dans la littérature démontrent de grandes variations quant à l'appréciation de l'effet du vibroremplacement. Cette thèse vise à répondre à certaines de ces interrogations, pour le cas d'une fondation filante en surface, et pour le cas des sols postglaciaires ou alluvionnaires que l'on rencontre fréquemment au Québec. Les cas étudiés dans cette thèse permettront de poser un cadre rigoureux de réflexion quant à la conception sismique des fondations superficielles aux états limites.

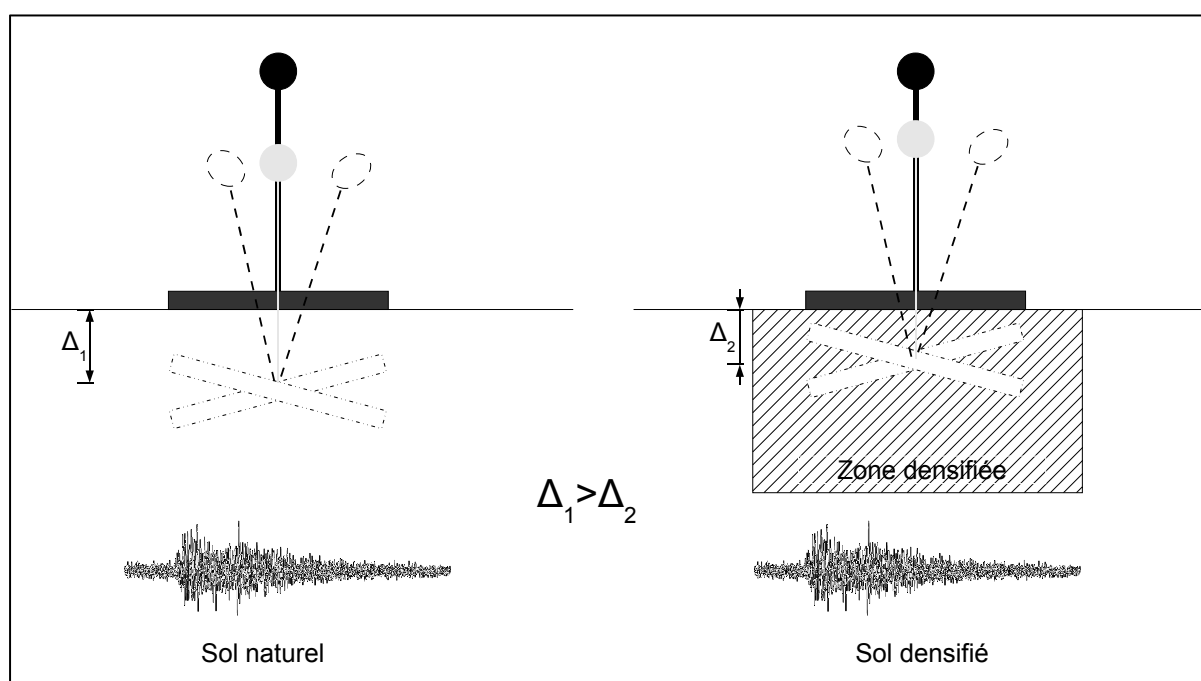


Figure 0.2 Effet de la zone densifiée sur le tassement d'une fondation en surface

## Objectifs

Le but de cette thèse est d'étudier le comportement des fondations superficielles pour différents niveaux de performance (incluant l'ÉLUL), pour des sols naturels ou traités par vibroremplacement, dans les cas statique et sismique (en considérant l'ISS).

Plus spécifiquement les objectifs sont de :

- 1) réaliser une synthèse critique : (a) des méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles, à l'État Limite Ultime (ÉLUL) et, (b) des méthodes de conception pour les sols traités;
  - a) sont considérées : les méthodes standards utilisées sur sol naturel en conditions statiques, les méthodes développées plus récemment pour estimer la capacité portante sous charges sismiques, et les méthodes des courbes d'état limite;
  - b) sont considérées : les méthodes d'évaluation des propriétés géotechniques post traitement du sol entre les colonnes de ballast, et les méthodes assimilant la zone traitée à un sol homogène équivalent;
- 2) comparer et valider les méthodes d'évaluation de la capacité portante pour les fondations superficielles, sur sol traité ou sol naturel, à l'ÉLUL, en conditions statiques ou sismiques;
- 3) développer des outils, concepts et méthodes appropriées afin d'optimiser la taille de la zone de traitement ainsi que le taux de remplacement à utiliser, en conditions statiques;
- 4) étudier le comportement sismique d'une fondation superficielle sur sol traité par vibroremplacement et optimiser la taille de la zone de traitement ainsi que le taux de remplacement à utiliser afin de maîtriser les coûts tout en préservant la sécurité des ouvrages;
- 5) formuler des recommandations quant à la méthodologie à utiliser pour concevoir les fondations superficielles sur sol traité par vibroremplacement.

## **Méthodologie**

Afin de remplir les objectifs principaux de cette étude, la méthodologie inclut les phases suivantes :

- 1) réaliser un état de l'art détaillé portant sur les sous-objectifs i) et ii) ainsi qu'une comparaison des méthodes classiques aux courbes d'état limite;
- 2) développer une méthode générale d'évaluation de la capacité portante pour les fondations superficielles :
  - a) l'intégrer cette méthode dans un outil de calcul (CaPoDyn);



- b) valider chacune des méthodes sélectionnées séparément avant de les combiner à d'autres le cas échéant;
- c) valider l'outil avec un logiciel de différences finies (FLAC);
- 3) définir un modèle FLAC et l'utiliser pour conduire une étude paramétrique afin d'optimiser la zone à traiter en conditions statiques;
- 4) réaliser une étude paramétrique à l'aide de FLAC afin d'optimiser la zone à traiter en conditions sismiques incluant l'effet d'ISS. L'ISS est pris en compte en connectant la fondation superficielle à la grille modélisant le sol à l'aide d'éléments interface;
- 5) définir une démarche rigoureuse pour la conception et l'évaluation des fondations superficielles sur sol naturel ou traité par vibroremplacement.

### **Contributions originales des travaux**

Les travaux présentés dans cette thèse présentent plusieurs contributions originales, tant au niveau des problématiques abordées que dans les méthodologies employées pour répondre à certaines des questions soulevées par cette étude. L'étude de l'amélioration des propriétés géotechniques des sols traités est encore balbutiante et l'évaluation de la capacité portante sur sol traité reste un problème peu abordé et pourtant fondamental pour éviter de surdimensionner les fondations superficielles.

- 1) une première contribution est de proposer des outils conceptuels et numériques (chiffrier CaPoDyn) pour appréhender correctement les problèmes de dimensionnement des fondations superficielles en conditions statiques et sismiques. Ces outils sont notamment :
  - a) une synthèse critique des méthodes classiques pour l'évaluation de la capacité portante;
  - b) une approche simple qui devrait permettre au concepteur de prendre en compte l'amélioration du sol apportée par le vibroremplacement (outre le drainage vertical permettant de réduire le risque de liquéfaction);

- c) un cadre de réflexion pour l'évaluation de la capacité portante à l'ÉLUL en conditions statiques et pseudo-statiques, en comparant les méthodes classiques et les courbes enveloppes;
  - d) l'utilisation des courbes enveloppes, représentant la limite de rupture d'un sol, pour le dimensionnement d'une fondation à l'aide d'une interface graphique implémentée dans le chiffrier CaPoDyn;
- 2) une deuxième contribution est la considération de l'ISS pour l'étude du comportement sismique d'une fondation superficielle installée sur un sol traité par vibroremplacement, en conditions drainées (cas de la nappe phréatique en profondeur) et non drainées (cas de la nappe phréatique en surface) : les études portant sur le comportement sismique de structures ou fondations considérant l'ISS commencent à être plus répandues mais les travaux présentés dans cette thèse portent sur un cas encore jamais étudié à notre connaissance;
- 3) une troisième contribution est de proposer des recommandations pour l'optimisation de la zone de sol à traiter :
- a) les dimensions de la zone de sol à traiter par vibroremplacement sont souvent choisies arbitrairement et on connaît mal leur effet sur la capacité portante. Cette thèse présente une étude de l'impact de la taille de la zone traitée sur la capacité portante en conditions statiques;
  - b) l'étude du comportement sismique de la fondation prend également en compte la taille de la zone traitée et le taux de remplacement comme paramètres, ce qui permet d'optimiser la taille de la zone de sol à traiter afin de réduire les coûts.

Les travaux présentés dans le corps de texte ont donné lieu à la présentation d'articles dans plusieurs conférences : au colloque du Ministère des Transports du Québec (MTQ) (Galy et al., 2011), à la conférence annuelle de la Société Canadienne de Génie Civil (Galy et al., 2012b; 2013) et à la conférence mondiale de génie parasismique (Galy et al., 2012a).

## **Limites de la thèse**

Cette thèse présente une revue des méthodes d'évaluation de la capacité portante, que ce soit sous chargement statique ou sismique, en référençant les méthodes principales et les développements récents concernant les chargements combinés complexes, les conditions dynamiques et le vibroremplacement. Le cas du tassement du sol (dimensionnement à l'État Limite d'Utilisation) ne sera pas abordé dans le premier volet de la thèse, portant uniquement sur l'évaluation de la capacité portante du sol à l'ÉLUL.

Le deuxième volet de la thèse, portant sur le comportement dynamique d'une fondation superficielle inclut l'Interaction Sol-Structure (ISS) mais le choix du logiciel de différences finies (FLAC) a nécessité de réduire la partie structure à sa plus simple expression : une colonne avec une masse concentrée au sommet. D'autre part l'étude se concentre sur les semelles superficielles filantes. Enfin, dans l'étude dynamique, seul le cas des sols pulvérulents est considéré (sable fluvio-glaciaire ici), les travaux ne portent pas sur le cas des sols argileux et ces types de sols devraient faire l'objet d'une étude particulière.

## **Organisation de la thèse**

La structure du corps de texte est présentée de manière sommaire dans la Figure 0.3. La thèse contient également des annexes qui présentent des ajouts permettant de préciser les notions abordées dans le corps de texte, ou d'apporter des indications quant à certains problèmes ne faisant pas partie des objectifs principaux de l'étude.

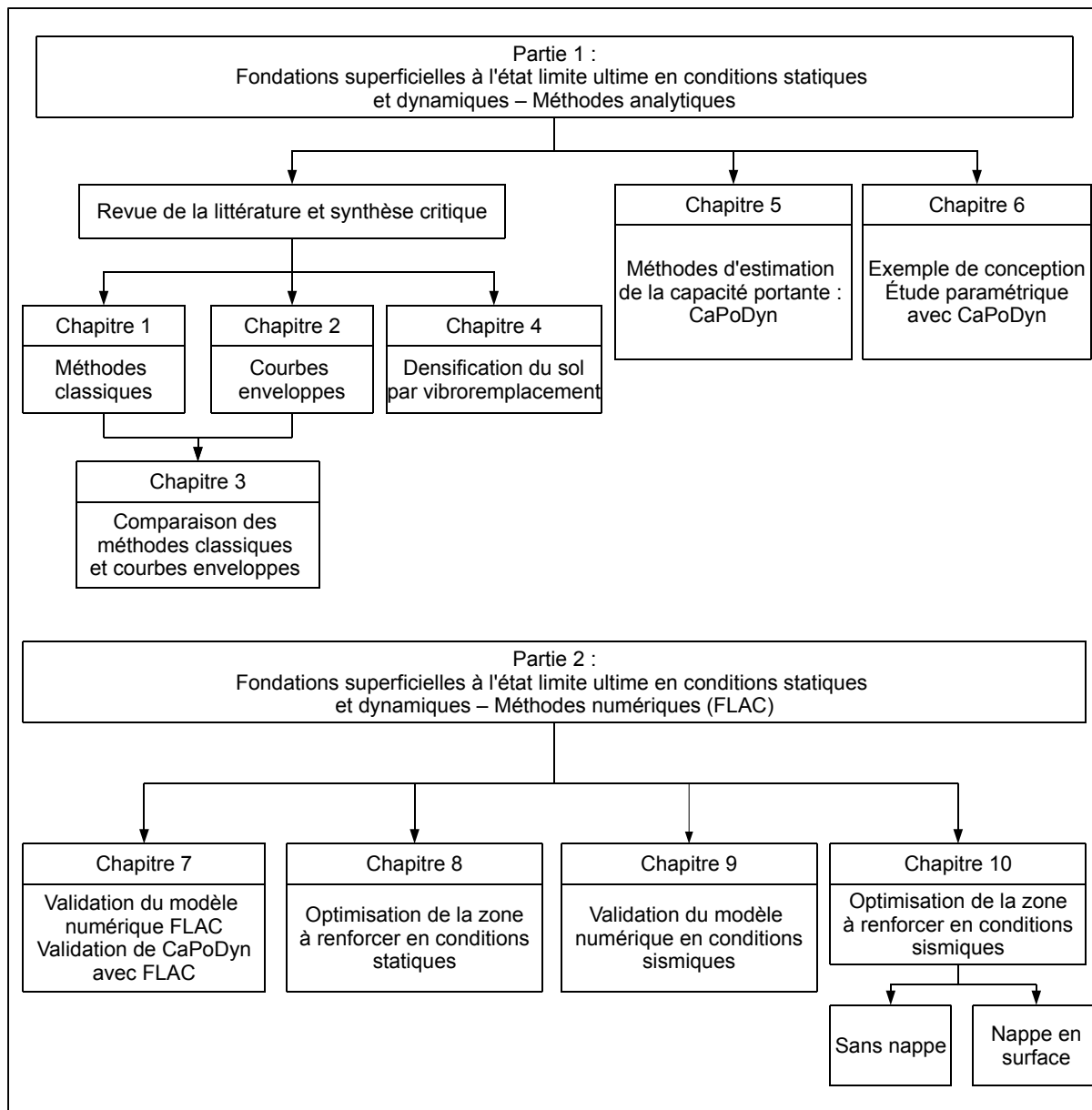


Figure 0.3 Organisation de la thèse

## **CHAPITRE 1**

### **FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR UN SOL NATUREL À L'ÉTAT LIMITE ULTIME : ÉTAT DES CONNAISSANCES ET SYNTHÈSE CRITIQUE.**

L'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle est une étape déterminante dans la phase de conception. De cette capacité portante dépendra la sécurité de l'ouvrage pour une utilisation quotidienne (conditions statiques) et sa résistance aux charges exceptionnelles comme les séismes (conditions dynamiques et chargement complexe). Il y a actuellement deux grandes catégories de méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles : (i) l'approche par facteurs de capacité portante et (ii) la méthode de la courbe enveloppe (Fraser Bransby, 2001). Ces deux méthodes seront présentées aux chapitres 1 et 2 de cette thèse. L'annexe I présente un complément d'information pour les méthodes classiques. La revue de la littérature concernant le phénomène d'Interaction Sol-Structure (ISS) est présentée au début du chapitre 9.

#### **1.1 Généralités**

Pour les méthodes basées sur un calcul en plasticité, la capacité portante verticale d'une fondation est modifiée par différents facteurs semi-empiriques prenant en compte la forme de la fondation, son enterrement, la résistance du sol, l'inclinaison et l'excentricité du chargement. Du fait de son empirisme, la précision de ce type de méthode pour les chargements complexes ou les fondations de géométrie particulière est encore mal établie (Fraser Bransby, 2001; Ukritchon et al., 1998).

##### **1.1.1 Notations**

Cette section présente la notation qui sera adoptée dans le chapitre, et l'équivalence entre les forces horizontale (H), verticale (V) et moment (M) [Figure 1.1 (a)], et une unique force inclinée (Q) et excentrée (e) [Figure 1.1 (b)].

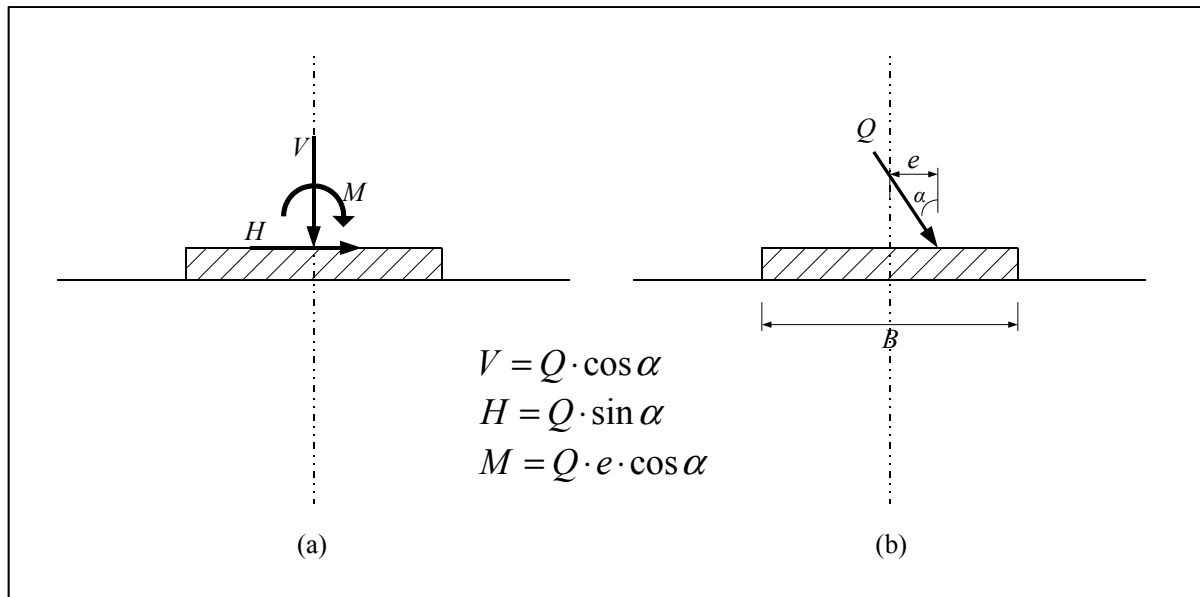


Figure 1.1 Notation utilisée dans le chapitre

La fondation a une largeur  $B$ , une longueur  $L$  et une aire  $A=B \times L$ . Lorsque la force horizontale n'est pas perpendiculaire à l'axe longitudinal ou transversal de la fondation, on notera  $H_b$  sa composante selon  $B$ , et  $H_L$  sa composante selon  $L$ .

### 1.1.2 Notion d'État Limite Ultime (ÉLUL)

Si les efforts au sol imposés par la charge structurale transmise par la semelle dépassent la capacité portante ultime, les efforts de cisaillement dans le sol causeront une déformation plastique de cisaillement dans la zone d'influence de la fondation [Figure 1.2].

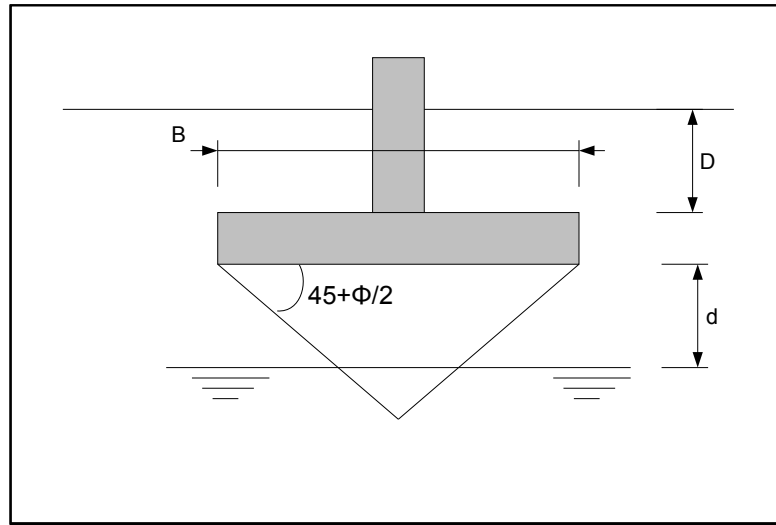


Figure 1.2 Zone d'influence de la fondation

Cette condition de surcharge peut mener à la ruine totale ou partielle, qui engendrera l'effondrement immédiat de la semelle. Deux types de méthodes de conception sont possibles : (i) le calcul aux contraintes admissibles, qui utilise un unique coefficient de sécurité pour la charge de calcul et la résistance géotechnique, (ii) le calcul aux états limites (en anglais « Load and Factor Resistance Design », LRFD) qui considère séparément les incertitudes sur la résistance géotechnique et sur les charges.

Afin de prévenir le dépassement de la capacité portante, on doit satisfaire l'équation 1.1 (calcul aux contraintes admissibles) :

$$V/A \leq q_{ult}/FS \quad (1.1)$$

Où  $q_{ult}$  est la capacité portante ultime de la fondation,  $V$  est la charge verticale totale au niveau de la semelle,  $A$  est la surface de la semelle,  $FS$  est le coefficient de sécurité qui inclut les incertitudes relatives à la détermination des charges structurelles ( $P$ ) et à la capacité portante ultime ( $q_{ult}$ ).

En utilisant l'approche LRFD on utilisera l'équation 1.2.

$$V'/A \leq \Phi.q_{ult} \quad (1.2)$$

Où  $V'$  est la charge verticale totale au niveau de la semelle, surévaluée à l'aide des combinaisons de charges), et  $\Phi$  est le coefficient de tenue, généralement pris égal à 0,5 (CGS, 2006).

Une fondation tient sa capacité portante de la force de cisaillement du sol inerte dans la zone d'influence [Figure 1.2] et de l'encastrement de la semelle (profondeur  $D$ ). Quelques expressions communes pour le calcul de la capacité portante ultime seront mentionnées dans les parties suivantes.

### 1.1.3 Capacité portante ultime nette

Si la charge structurale est utilisée comme critère de la capacité portante pour le dimensionnement de la semelle, alors il est nécessaire d'utiliser la capacité portante correspondante qui exclut les effets de la surcharge du sol. On appelle cela la capacité portante ultime nette du sol.

$$q_{n,ult} = q_{ult} - q \quad (1.3)$$

Où  $q$  représente l'effort de surcharge total. Le  $q_{ult}$  est défini selon différentes méthodes traitées dans la suite de cette thèse. Si on considère que le poids du béton compense celui du sol retiré pour l'implantation de la semelle, alors l'équation 1.2 peut être réécrite ainsi :

$$V_{structurale}/A \leq q_{n,ult} /FS \quad (1.4)$$

### 1.1.4 Capacité portante d'une fondation sous charge excentrique

La distribution de la pression sous une fondation excentrée peut être déterminée à partir des efforts résultants, soit un effort vertical  $V$  et un moment  $Ve$  comme montré sur la Figure 1.3.



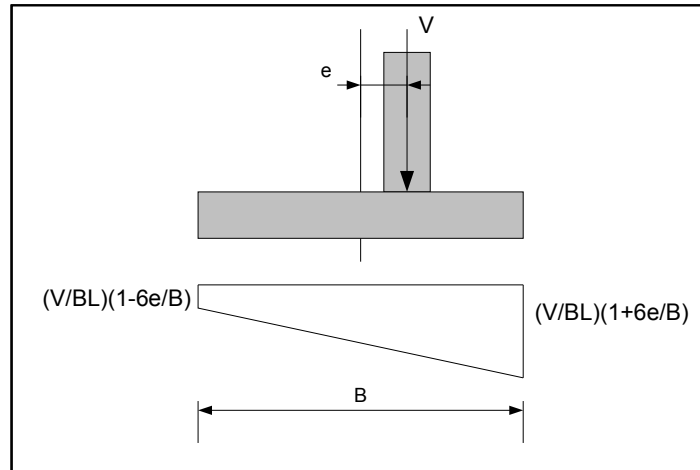


Figure 1.3 Distribution de pression sur les fondations rigides excentrées

Dans le but de prévenir des efforts de tension qui ont tendance à soulever la semelle, les conditions suivantes doivent être satisfaites (CGS, 2006):

$$e_x \leq B/6 \quad \text{et} \quad e_y \leq L/6 \quad (1.5)$$

Dès que la pression de contact n'est plus uniforme au bout de la semelle, Meyerhof (1963) et Hansen (1970) suggèrent de considérer les dimensions effectives de semelle suivantes pour calculer la capacité portante d'une fondation rectangulaire sous une charge excentrique à l'ELUL. Cette équation est valable pour les deux directions X et Y.

$$B' = B - 2e_x \quad (1.6)$$

$$L' = L - 2e_y \quad (1.7)$$

Une charge horizontale possède deux composantes,  $H_b$  et  $H_L$ , qui peuvent agir sur la colonne, produisant ainsi deux excentricités  $e_x$  et  $e_y$  sur la fondation. Dans de tels cas, les facteurs de forme sont calculés une seconde fois avec  $B'$  et  $L'$  (voir Figure 1.4a). Aussi, les facteurs  $i$  (inclinaison) sont calculés à nouveau en remplaçant une fois  $H_i$  par  $H_L$  puis par  $H_b$ . Finalement, le terme  $B'$  dans l'expression de  $q$  ultime [Eq. 1.9] est aussi remplacé par  $L'$ .

Donc, dans de telles situations, nous obtenons deux valeurs distinctes de  $q$  ultime. La plus faible des deux est comparée à  $V/A$  pour le dimensionnement de la semelle.

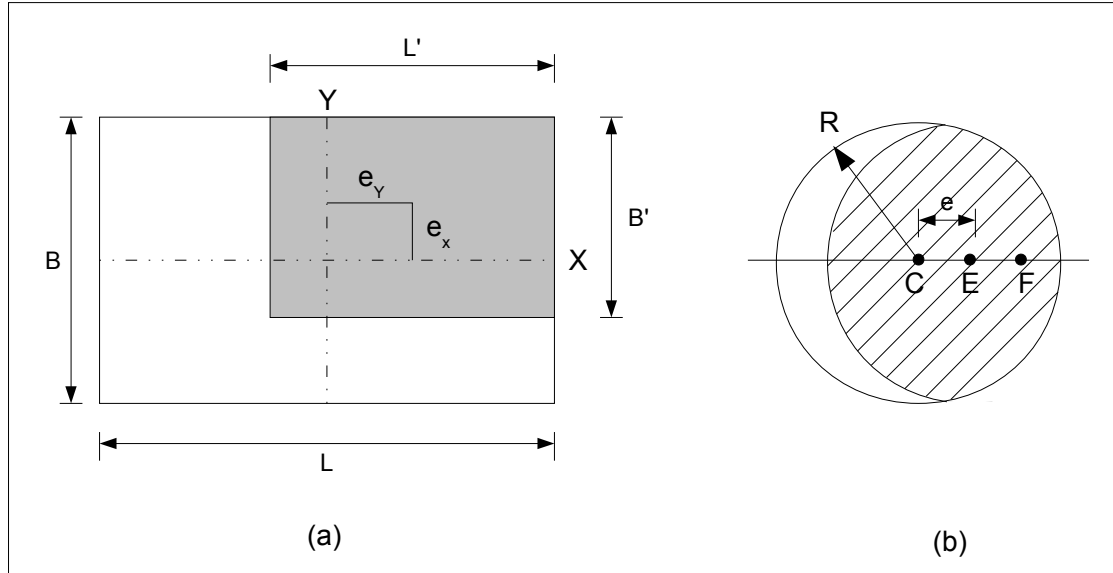


Figure 1.4 Fondations superficielles avec excentricité, (a) rectangulaires, (b) circulaires

Dans le cas d'une semelle circulaire ayant une charge excentrée  $e$  et un rayon  $R$ , il faut d'abord trouver le diamètre correspondant à l'excentricité puis dessiner un arc de cercle en F (EF = CE) avec un rayon égal à celui de la fondation. Ainsi, la zone hachurée sur la Figure 1.4, correspond à la surface effective de la fondation. N'étant pas une forme géométrique régulière, il faut la transformer en une fondation rectangulaire équivalente de dimensions  $B'$  et  $L'$ . Ces dimensions se trouvent grâce à l'équation 1.15 (Hussin, 2006a):

$$B' L' = 2R \left[ R \arccos \left( \frac{e}{R} \right) - e \right] \quad (1.8)$$

Il ne faut pas oublier que ce sont les facteurs  $B$  et  $L$  non modifiés qui doivent être utilisés pour déterminer les facteurs de profondeur  $d$  dans l'équation de la capacité portante.

## 1.2 Méthodes d'évaluation de la capacité portante dans les manuels et codes actuellement en vigueur au Canada

### 1.2.1 Code canadien sur le calcul des ponts routiers (S6-06)

La norme S6-06 (CAN/CSA, 2006) propose une méthode d'évaluation de la capacité portante, basée sur les travaux de Meyerhof (1956). Il est cependant possible d'utiliser une méthode alternative approuvée, tel que spécifié dans la version en anglais de la norme.

6.7.2 « *The geotechnical resistance at ULS for a concentrically loaded footing founded in a uniform soil stratum, as shown in Figure 6.1, shall be calculated from the following or an alternative Approved method* » (CAN/CSA, 2006).

Il faut noter que la version francophone n'est pas une traduction rigoureuse et ne mentionne pas la possibilité de recourir à une méthode alternative :

6.7.2 « *La résistance géotechnique à l'ÉLUL d'une semelle aménagée sur une couche de sol uniforme, conformément à la figure 6.1, doit être calculée à l'aide de l'équation suivante* ».

$$q_u = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} \quad (1.9)$$

Où  $c'$  est la cohésion effective,  $s$  le facteur de forme,  $i$  le facteur d'inclinaison,  $B$  la largeur de la fondation,  $q'$  la pression effective des terres au niveau de la fondation et  $\gamma'$  le poids unitaire déjaugé. Il faut noter que l'équation 1.9 donne la capacité portante à l'ÉLUL pour des conditions de sol drainé (long terme).

### 1.2.2 Manuel Canadien de l'Ingénierie des Fondations (2006)

Le Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF) propose une équation similaire à celle du S6-06 :

$$q_u = cN_c S_c + q_s N_q S_q + 0,5\gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (1.10)$$

Les valeurs de  $N_c$  et  $N_q$  sont tirées de Vesic (1975) et similaires à Hansen (1970) et Meyerhof (1963) (CGS, 2006). Les valeurs de  $N_\gamma$  sont tirées de Davis et Booker (1971). Quant aux facteurs de modifications  $S_c$ ,  $S_q$  et  $S_\gamma$ , ils sont tirés des travaux de Vesic (1975) et présentés au Tableau 1.1.

Tableau 1.1 Facteurs de modification pour l'équation générale de capacité portante  
Tiré de CGS (2006)

Facteur	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
Forme de la foundation, s	$S_{cs} = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$	$S_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	$S_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \geq 0,6$
Charge incline, i	$\phi = 0, S_{ci} = 1 - \frac{m^{(1)} H}{B' L' N_c}$ $\phi > 0, S_{ci} = S_{qi} - \frac{1 - S_{qi}}{N_c \tan \phi}$	$S_{qi} = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot \phi}\right)^m$	$S_{\gamma i} = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot \phi}\right)^{m+1}$
Profondeur, d	$\phi = 0, S_{cd} = 1 + 0,4 k^{(2)}$ $\phi > 0, S_{cd} = S_{qd} - \frac{1 - S_{qd}}{N_c \tan \phi}$	$S_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	$S_{\gamma d} = 1$
Pente en surface, $\beta$ $\beta \leq \pi / 4$	$\phi = 0, S_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$ $\phi > 0, S_{c\beta} = S_{q\beta} - \frac{1 - S_{q\beta}}{N_c \tan \phi}$	$S_{q\beta} = (1 - \tan \beta)^2$	$S_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2$
Inclinaison fouille, $\delta$ $\delta \leq \pi / 4$	$\phi = 0, S_{c\delta} = 1 - \frac{2\delta}{\pi + 2}$ $\phi > 0, S_{c\delta} = S_{q\delta} - \frac{1 - S_{q\delta}}{N_c \tan \phi}$	$S_{q\delta} = (1 - \delta \tan \phi)^2$	$S_{\gamma\delta} = (1 - \delta \tan \phi)^2$

<sup>(1)</sup>  $m$  dépend de la direction de la force horizontale. Si  $H$  est parallèle à la dimension  $B$  ( $\theta=90^\circ$ ), alors  $m=m_B=(2+B/L)(1+B/L)$ , si  $H$  est parallèle à la dimension  $L$  ( $\theta=0^\circ$ ), alors  $m=m_L=(2+L/B)(1+L/B)$ . Enfin, si la force présente un angle  $\theta$  par rapport à  $L$ , alors  $m=m_0=m_L\cos^2\theta+m_B\sin^2\theta$ .

<sup>(2)</sup>  $k=D/B$  (pour  $D/B<1$ ) ou  $k=\tan^{-1}(D/B)$  pour  $D/B>1$ ,  $k$  en radians.

### 1.3 Évaluation de la capacité portante en conditions sismiques

Les chargements dynamiques induisent des forces d'inertie sur la fondation. Dans le cas d'une force verticale  $V$  faible, s'exerçant sur la semelle, l'effet des forces d'inertie est négligeable, et les fondations conçues avec un coefficient de sécurité suffisamment grand vis-à-vis des chargements statiques (pratiquement  $FS > 3$ ), arrivent à supporter le chargement sismique (Chatzigogos, 2007). Par contre, pour une force verticale  $V$  élevée, la réduction de la capacité portante due aux forces d'inertie devient très significative. En pratique, les fondations conçues avec un coefficient de sécurité statique  $FS < 2$  sont très vulnérables même pour une sollicitation sismique moyenne (Chatzigogos, 2007). Il faut donc évaluer la capacité portante en conditions dynamiques et en prenant en compte les forces d'inertie.

Cette section 1.3 s'intéresse à l'évaluation de la capacité portante en conditions dynamiques par les méthodes prenant en compte les forces d'inertie par l'utilisation de facteurs de capacité portante « dynamique » et par l'utilisation des lignes de glissement. Les méthodes présentées dans les sections 1.4 et 1.5 utilisent des facteurs empiriques et semi empiriques. Elles sont utilisées en représentant le chargement dynamique par une combinaison d'efforts statiques équivalents  $M$ - $V$  sur la fondation mais elles négligent l'effet des forces d'inertie.

#### 1.3.1 Facteurs affectant la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques

Les observations faites à la suite du séisme de Mexico en 1985 ont mis en évidence que les fondations ayant des coefficients de sécurité faibles ou des excentricités fortes ont subi des dommages importants (Pecker, 1996). Lorsque l'on souhaite considérer la capacité portante en conditions sismiques il faut prendre en compte des facteurs additionnels affectant la résistance des sols (Pecker, 1996) :

- la vitesse de chargement (souvent plus rapide in situ qu'en laboratoire) pour les sols cohérents en conditions non drainées, où on pourra noter une résistance supérieure de 30 à 60% à la résistance mesurée en laboratoire (AASHTO, 2010; Pecker, 1996);
- la dégradation des paramètres du sol sous chargement cyclique (perte de résistance). Les sols non cohérents sont insensibles à cette dégradation et les sols cohérents ne seront affectés que pour une déformation supérieure à un certain niveau (variable pour chaque type de sol);
- l'augmentation de la pression interstitielle.

Lors d'un tremblement de terre, les ondes sismiques engendrent des forces inertielles dans le sol, qui sont équilibrées par les contraintes dynamiques (cisaillement horizontal principalement). Dans les cas extrêmes, lorsque l'accélération du sol est trop forte, les contraintes sismiques engendrées vont entraîner la rupture : on parle alors de « fluidisation » et ce phénomène a été présenté dans plusieurs études (Pecker, 1996; Richards et al., 1993). Cependant, il faut noter que la réduction majeure dans la capacité portante de la fondation provient de l'inclinaison et de l'excentricité de la charge plutôt que des forces inertielles dans le sol (Pecker, 1996).

### 1.3.2 Méthode de Richards (1993)

La méthode proposée par Richards se base sur l'approche par les lignes de glissement et vise à évaluer la capacité portante en conditions dynamiques à l'aide des équations avec facteurs de capacité portante : il s'agit donc d'une méthode pseudo-statique. Cette section présente comment les facteurs de capacité portante « dynamiques » sont obtenus et comment il est possible de les utiliser.

Le mécanisme de rupture de Coulomb peut être directement étendu à une situation dynamique causée par un séisme. Comme montré sur la Figure 1.5 Les forces d'inertie  $k_h \gamma$  et  $k_v \gamma$  dues aux accélérations  $k_h g$  et  $k_v g$  qui étaient égales à zéro en statique, sont maintenant prises en compte. Comme dans un cas statique, la densité volumique  $\gamma$  et l'angle de

frottement  $\phi$  sont supposés constants. L'équilibre des forces pseudo-statiques donne les coefficients de pression des terres dans le cas sismique  $K_{AE}$  (pression active) et  $K_{PE}$  (résistance passive) :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad (1.11)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad (1.12)$$

Les angles critiques de rupture en conditions sismiques (forces pseudo-statiques) sont :

$$\rho_{AE} = a + \arctan \left[ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2 a) [1 + \tan(\delta + \theta) \cot a]} - \tan a}{1 + \tan(\delta + \theta) (\tan a + \cot a)} \right] \quad (1.13)$$

et

$$\rho_{PE} = -a + \arctan \left[ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2 a) [1 + \tan(\delta - \theta) \cot a]} + \tan a}{1 + \tan(\delta + \theta) (\tan a + \cot a)} \right] \quad (1.14)$$

avec

$$\theta = \arctan \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (1.15)$$

et

$$a = \phi - \theta \quad (1.16)$$

où  $k_h$  et  $k_v$  sont les coefficients d'accélération horizontale et verticale respectivement.

Les équations ci-dessus sont présentées en Figure 1.5 pour  $\phi = 30^\circ$  et  $\delta = 15^\circ$  pour illustrer l'effet du séisme sur : (1) les coefficients actif et passif, (2) l'angle actif et passif et (3) la géométrie du mécanisme de fissure de la fondation pour une intensité d'accélération d'une particule sismique de  $\tan \theta = 0,3$ .

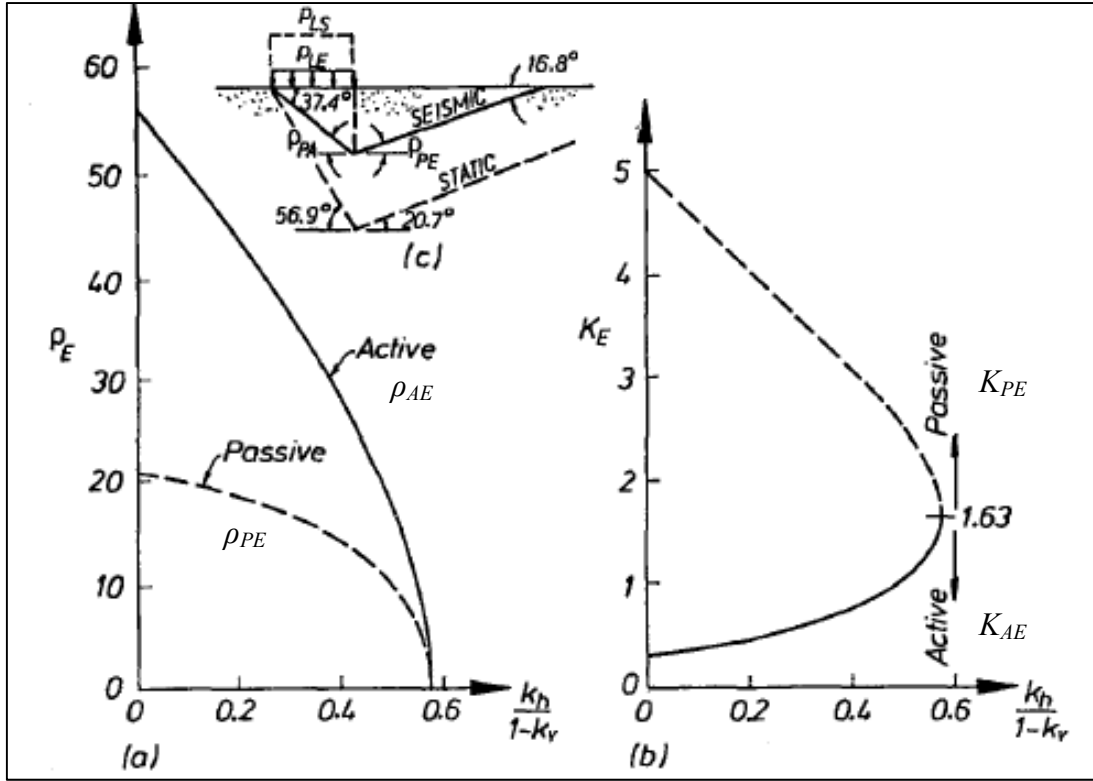


Figure 1.5 Analyses de Mononobe –Okabe pour  $\phi=30^\circ$ ,  $\delta=\phi/2$  : (a) inclinaison de la fissure de surface; (b) Coefficients de pression sismique  
Tirée de Richards et al. (1993)

En supposant  $\delta = \phi/2$ , et en utilisant les coefficients définis dans les équations 1.11 à 1.16 il est possible d'obtenir les coefficients de capacité portante  $N_{qE}$  et  $N_{\gamma E}$  à partir des équations 1.17 à 1.189. Le Tableau 1.2 expose les résultats pour  $\phi = 30^\circ$ . Même si cette approximation donne des valeurs correctes, il est évident que la dégradation sismique des composants cohésifs de la capacité portante a besoin d'être étudiée plus en profondeur.

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \quad (1.17)$$

et

$$N_{\gamma E} = \tan \rho_{AE} \left( \frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right) \quad (1.18)$$

$$N_{cE} = (N_{qE} - 1) \cot \phi \quad (1.19)$$



Tableau 1.2 Facteurs et ratios sismiques et statiques de capacité portante pour  $\phi=30^\circ$   
Tiré de Richards et al. (1993)

Intensité de l'accélération $\tan \theta = \frac{k_h}{1-k_v}$	Facteurs de capacité portante sismique			Ratios de facteurs de capacité portante sismique / statique		
	$N_{qE}$	$N_{\gamma E}$	$N_{cE}$	$N_{qE}/N_{qS}$	$N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$	$N_{cE}/N_{cS}$
0	16,51	23,76	26,86	1,00	1,00	1,00
0,087	12,86	15,34	20,55	0,78	0,65	0,77
0,176	9,84	9,45	15,31	0,60	0,40	0,57
0,268	7,30	5,36	10,91	0,44	0,23	0,41
0,364	5,12	2,61	7,14	0,31	0,11	0,27
0,466	3,21	0,88	3,83	0,19	0,04	0,14
0,577	1,00	0,00	0,00	0,06	0,00	0,00

Des tableaux des facteurs de capacité portante sous charge sismique, pour une gamme d'angles de frottement  $\phi$ , peuvent être faits pour la conception sismique et être utilisés avec l'équation 1.20 définie par Terzaghi (1943). Pour mieux illustrer la forte chute de la capacité portante lors d'un tremblement de terre, les ratios des facteurs de capacité portante sismique / statique sont montrés sur la Figure 1.6.

$$P_{LE} = cN_{cE} + \gamma dN_{qE} + 1/2 \gamma B N_{\gamma E} \quad (1.20)$$

Avec  $P_{LE}$  la capacité portante à l'état limite ultime pour une charge sismique.

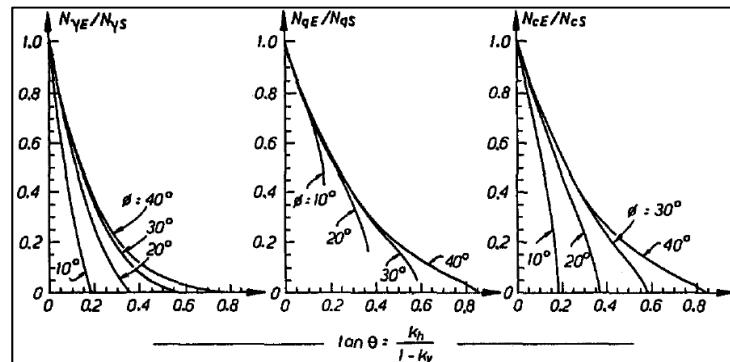


Figure 1.6 Ratios de facteurs de capacité portante sismique / Statique ( $N_E/N_S$ )  
Tirée de Richards et al. (1993)

Même pour une accélération modérée telle que  $k_h = 0,25$  et en négligeant l'augmentation des charges pseudo-statiques due au séisme, une semelle de surface sur un sable dense conserve seulement 1/3 de sa capacité portante. Si son dimensionnement a été fait pour des conditions statiques avec un coefficient de sécurité de 3,0, elle commence à se tasser. La rupture de capacité sous sollicitation sismique (ou en condition dynamique) est différente de celle en condition statique.

La méthode théorique proposée par Richards a été appuyée par d'autres résultats théoriques dont ceux de Dormieux et Pecker (1995). Ces auteurs ont proposé une approche cinématique (borne supérieure) et obtenus des résultats proches de ceux de Richards pour les valeurs des facteurs de capacité portante sismique [Figure 1.7]. Les auteurs soulignent l'intérêt de la méthode de Richards et al. mais indiquent qu'en cas d'excentricité importante le mécanisme de Prandtl n'est plus approprié et qu'il faut prendre en compte le risque de soulèvement de la fondation.

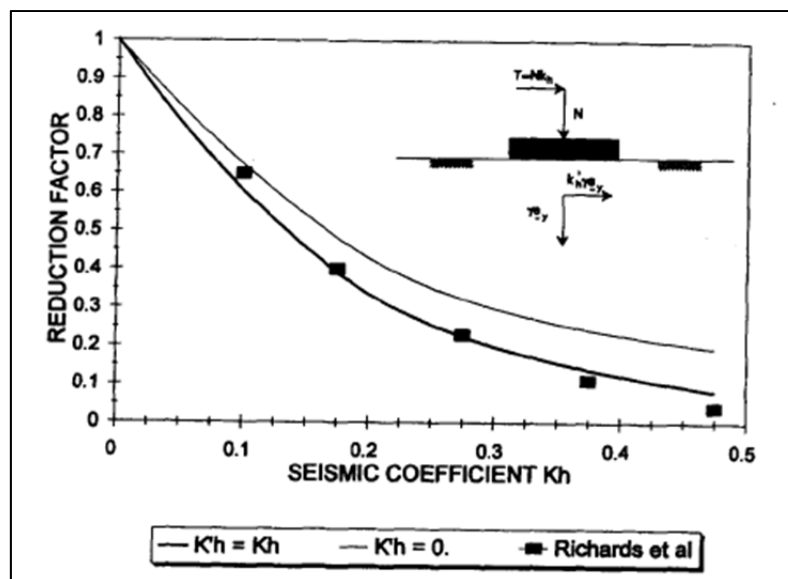


Figure 1.7 Facteur de réduction de la capacité portante sismique  
Tirée de Dormieux et Pecker (1995)

### 1.3.3 Méthode de Fishman (2003)

Là où la méthode de Richards ne donne que des rapports des facteurs de capacité portante  $N_E/N_S$  [Figure 1.6], la méthode proposée par Fishman, et al. (2003) propose d'intégrer l'inclinaison de la force (cisaillement à la base de la fondation) directement dans le rapport de facteurs de capacité portante. Ce coefficient d'inclinaison,  $n$  ou  $f$  selon le cas, se calcule comme suit (Fishman et al., 2003) :

$$n = \frac{P_h}{P_v \tan \phi} \quad (1.21)$$

$$f = \frac{P_h}{k_h P_v} \quad (1.22)$$

où  $P_v$  et  $P_h$  sont les forces horizontales et verticales à la base de la fondation. La méthode pour obtenir les facteurs de réduction de capacité portante est très similaire à celle qu'a présenté Richards en 1993 c'est pourquoi elle ne sera pas présentée en détails dans cette section.

Les Figures 1.8 et 1.9 présentent les facteurs de réduction de capacité portante pour différentes valeurs de  $f$  et de  $n$ .

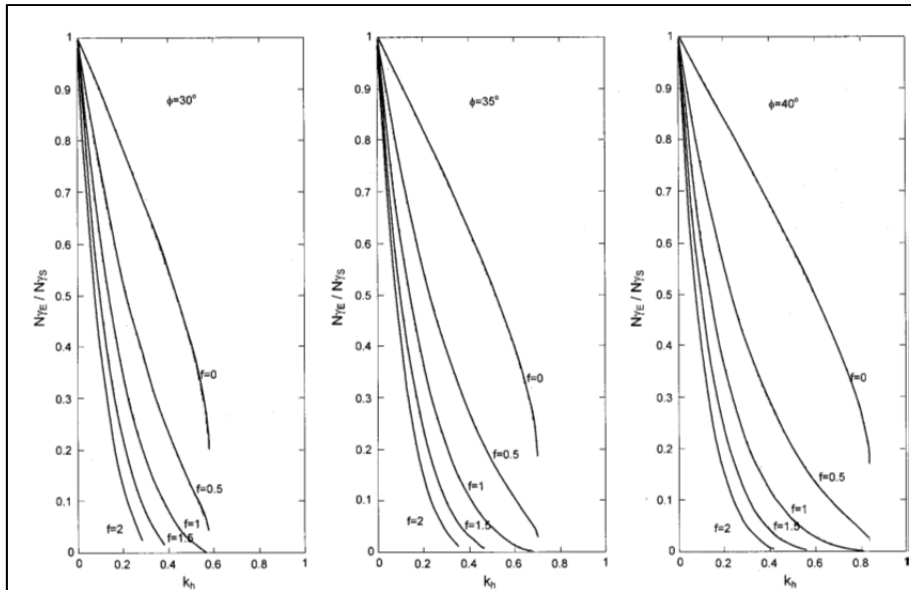


Figure 1.8 Facteurs de réduction de capacité portante  $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$  pour différentes valeurs de  $f$   
Tirée de Fishman et al. (2003)

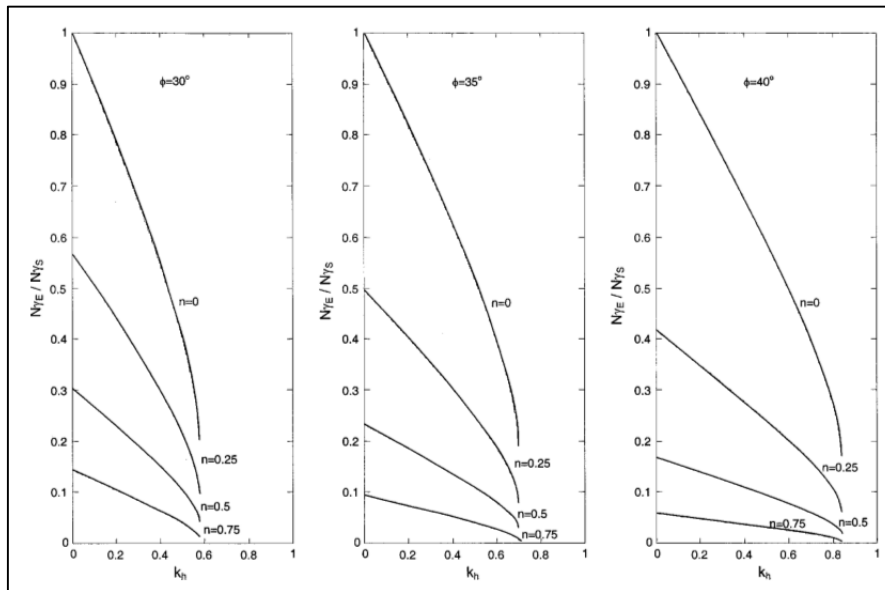


Figure 1.9 Facteurs de réduction de capacité portante  $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$  pour différentes valeurs de  $n$   
Tirée de Fishman et al. (2003)

Les courbes présentées sur les Figures 1.10 et 1.11 pour  $f=0$  et  $n=0$  sont les courbes de réduction de facteurs de capacité portante proposées par Richards (1993). La nouveauté de

cette méthode consiste en l'implémentation de la réduction de capacité portante due au transfert de cisaillement à la base de la fondation dans le facteur de capacité portante lui-même. La Figure 1.10 met en évidence la réduction de capacité portante attribuable à chacun de ces deux facteurs.

Contrairement à la méthode de Richards, celle-ci s'éloigne un peu plus des méthodes traditionnelles incluant des facteurs d'inclinaison (Vesic, Meyerhof, Hansen, Bolton). Par ailleurs, les résultats de cette méthode sont tout à fait similaires (en termes d'inclinaison) à ceux donnés par les méthodes de Vesic et Hansen (et les facteurs d'inclinaison de Vesic sont ceux préconisés dans le MCIF) [Figure 1.11].

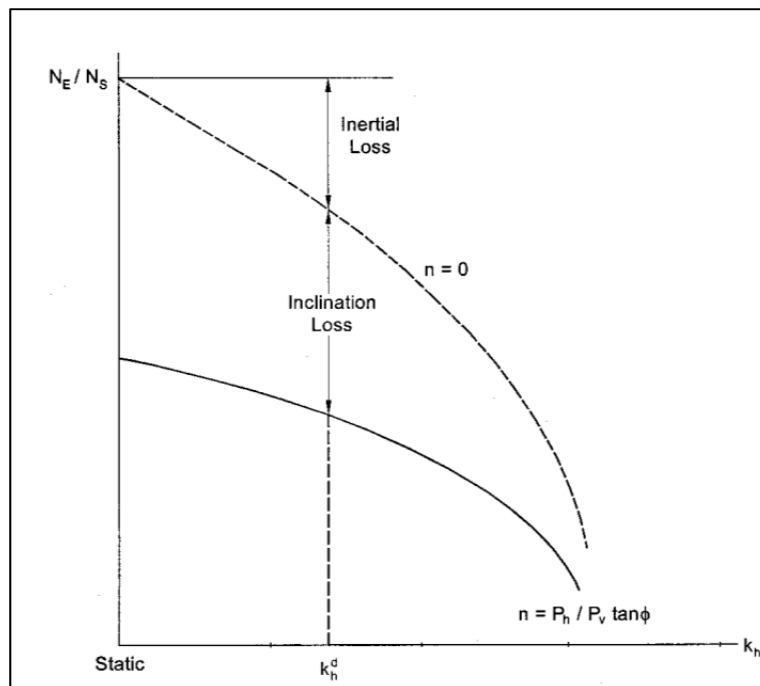


Figure 1.10 Séparation de la réduction de capacité portante en composantes de forces inertielles et de transfert de cisaillement  
Tirée de Fishman et al. (2003)

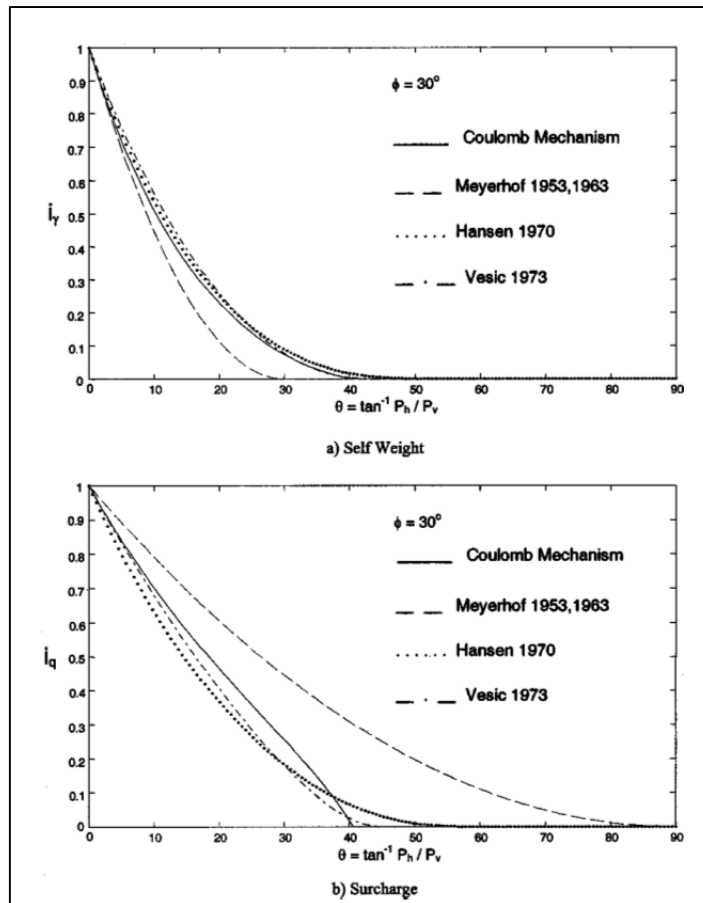


Figure 1.11 Comparaison des facteurs d'inclinaison  $i_q$  et  $i_\gamma$  pour différentes méthodes  
Tirée de Fishman et al. (2003)

### 1.3.4 Méthode de Choudhury (2005)

La méthode de Choudhury se base cette fois sur l'équilibre limite des forces pseudo-statiques (comme Richards et al. 1993). La différence avec la méthode de Richards et al. tient au fait que ces auteurs ne considèrent pas le mécanisme de rupture de Coulomb mais définissent la surface de glissement à l'aide d'une courbe logspirale. Le sol est considéré comme homogène isotrope  $\phi$ - $c$  parfaitement plastique. De plus, il est supposé que le tremblement de terre n'affecte pas les propriétés du sol : cohésion  $c$ , angle de frottement  $\phi$  et poids volumique  $\gamma$  (Choudhury et Subba Rao, 2005).

Les équations 1.23 à 1.28 présentent les facteurs de capacité portante dynamiques proposés par ces auteurs (Choudhury et Subba Rao, 2005; Subba Rao et Choudhury, 2005) :

$$N_{cd} = \frac{1}{1 - k_v} \left[ \frac{\frac{K_{pcd1}}{\cos \phi} \cos(\alpha_1 - \phi) - \frac{mK_{pcd2}}{\cos \phi_2} \cos(\alpha_2 - \phi_2)}{\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2}} + \frac{\sin \alpha_1 \tan \phi_2 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2) \tan \phi} + \frac{\sin \alpha_2 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \right] \quad (1.23)$$

$$N_{qd} = \frac{1}{1 - k_v} \left[ \frac{\frac{K_{pqd1}}{\cos \phi} \cos(\alpha_1 - \phi) - \frac{mK_{pqd2}}{\cos \phi_2} \cos(\alpha_2 - \phi_2)}{\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2}} \right] \quad (1.24)$$

$$N_{\gamma d} = \frac{1}{1 - k_v} \left[ \frac{\frac{K_{p\gamma d1}}{\cos \phi} \cos(\alpha_1 - \phi) - \frac{mK_{p\gamma d2}}{\cos \phi_2} \cos(\alpha_2 - \phi_2)}{\left( \frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right)^2} \right] - \frac{1}{\left( \frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right)} \quad (1.25)$$

Avec

$$K_{p\gamma d} = \frac{2P_{p\gamma d} \cos \delta}{\gamma H^2} \quad (1.26)$$

$$K_{pqd} = \frac{P_{pqd} \cos \delta}{qH} \quad (1.27)$$

$$K_{pcd} = \frac{P_{pcd} \cos \delta}{2cH} \quad (1.28)$$

où  $P_{pqd}$ ,  $P_{p\gamma d}$  et  $P_{pcd}$  sont les trois composantes de la pression passive sismique (Subba Rao et Choudhury, 2005).

La comparaison des résultats obtenus par Choudhury et Subba Rao est présentée dans le Tableau 1.3 et dans les Figures 1.12 à 1.14. Il faut noter que la méthode de Budhu et Al-Karni est quasi identique à celle de Richards et al. (1993) (Budhu et d'ailleurs un des coauteurs de cet article de conférence). La méthode de Soubra (qui n'est pas présentée dans cette thèse) est dérivée de la méthode cinématique : c'est donc une borne supérieure, ce qui explique les plus grandes valeurs obtenues pour les différents facteurs de capacité portante [Figures 1.12 à 1.14]. Les auteurs expliquent leurs valeurs inférieures à la position critique du foyer de la courbe logspirale (Choudhury et Subba Rao, 2005).

Tableau 1.3 Comparaison des facteurs de capacité portante  
de Choudhury à ceux de Budhu et Al-Karni  
Tiré de Choudhury et Subba Rao (2006)

	$k_h$	Facteurs de capacité portante dynamique obtenus par			
		Budhu et Al-Karni (1993)		Choudhury et Subba Rao (2006)	
		$k_v=0,5k_h$	$k_v=1,0k_h$	$k_v=0,5k_h$	$k_v=1,0k_h$
$N_{cE}$	0,1	19,62	19,62	15,30	13,55
	0,2	12,76	12,76	8,80	7,09
	0,3	8,80	8,80	4,75	3,44
	0,4	5,40	-	1,96	-
$N_{qE}$	0,1	12,52	11,85	11,40	10,39
	0,2	7,32	6,11	6,21	5,43
	0,3	3,81	2,47	2,45	1,26
	0,4	1,76	-	0,81	-
$N_{\gamma E}$	0,1	10,21	9,46	8,40	7,76
	0,2	3,81	2,86	2,85	2,00
	0,3	1,21	0,59	0,98	0,29
	0,4	0,32	-	0,15	-

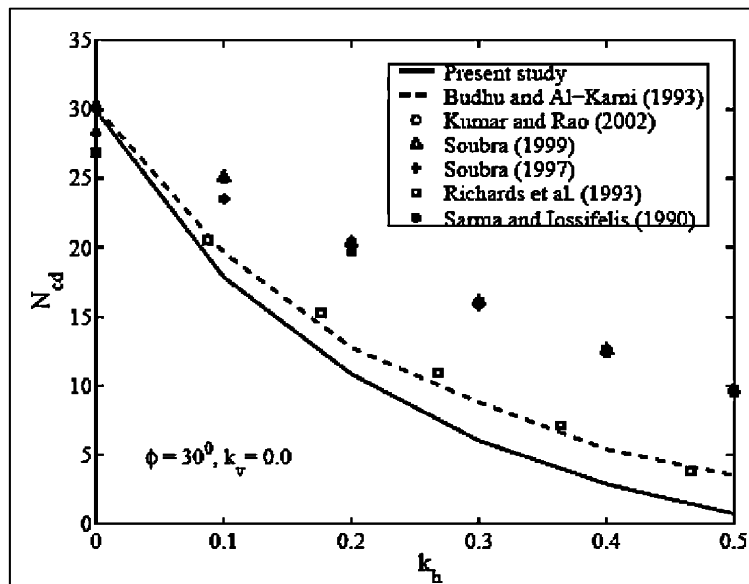


Figure 1.12 Comparaison du facteur de capacité portante  
dynamique  $N_{cd}$  de Choudhury par rapport à d'autres études  
Tirée de Choudhury et Subba Rao (2006)



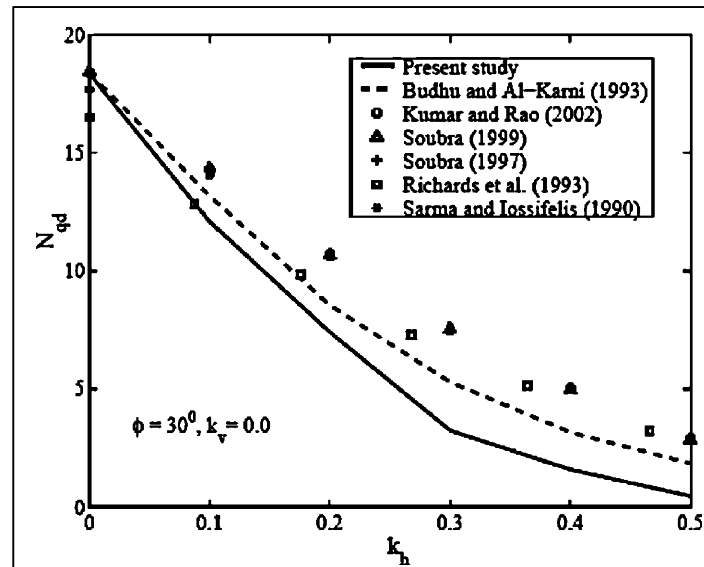


Figure 1.13 Comparaison du facteur de capacité portante dynamique  $N_{qd}$  de Choudhury par rapport à d'autres études  
Tirée de Choudhury et Subba Rao (2006)

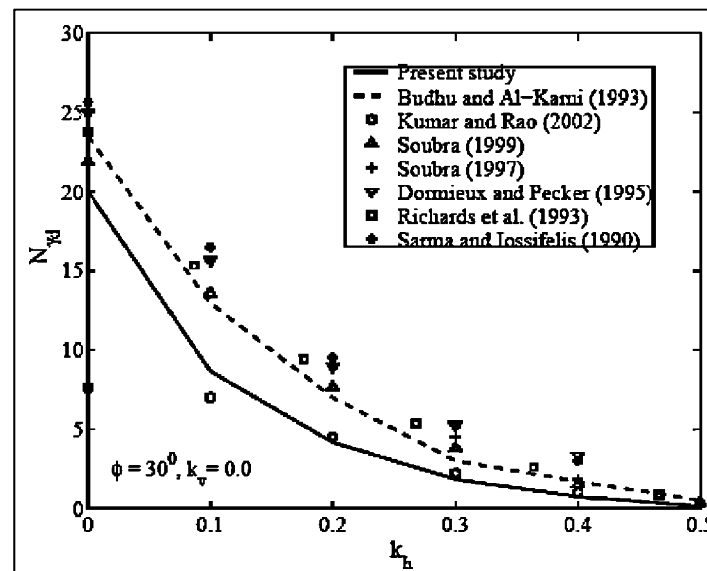


Figure 1.14 Comparaison du facteur de capacité portante dynamique  $N_{\gamma d}$  de Choudhury par rapport à d'autres études  
Tirée de Choudhury et Subba Rao (2006)

Il est possible de remarquer [Figures 1.12 à 1.14] que les résultats présentés par Richards et al. sont similaires à ceux présentés dans de nombreuses autres études. Cet état de fait permet de nous conforter dans le choix de la méthode de Richards (1993) pour la suite de cette thèse.

## **1.4 Conclusions**

Ce chapitre a d'abord présenté les méthodes classiques d'évaluation de la capacité portante prescrites par les codes et normes en vigueur au Canada pour les fondations superficielles. Puis il a introduit les méthodes, plus récentes, permettant de prendre en compte les effets d'inertie dans le sol, et ainsi d'estimer la capacité portante « dynamique » de la fondation. Ces nouvelles méthodes présentent l'avantage d'être relativement simple à mettre en œuvre pour la conception puisqu'elles consistent à remplacer les facteurs de capacité portante statiques par leurs contreparties dynamiques. Cependant, dans ces méthodes, le chargement sismique considéré sur la fondation est toujours représentée par un chargement statique à l'aide d'une force horizontale  $H$ , d'un moment  $M$ , et d'une force verticale  $V$ . Il s'agit donc d'une méthode pseudo-statique, prenant en compte l'inertie de la masse de sol. Des travaux récents de Knappett et al. (2006), sur table vibrante  $1g$ , ont montré que les résultats analytiques proposés par Pecker étaient comparables aux courbes de glissement observées expérimentalement. Ainsi, la méthode suggérée dans cette thèse (Richards et al.) est un peu plus conservatrice.

Pour les chargements complexes, ou lorsque l'excentricité est importante, la question se pose quant à la précision des méthodes classiques, dont le développement remonte à plusieurs décennies (Ukritchon et al., 1998). Le chapitre suivant porte sur des méthodes récemment développées permettant de représenter adéquatement les limites de rupture d'un sol soumis à un chargement complexe.

## **CHAPITRE 2**

### **COURBES ENVELOPPES DE CAPACITÉ PORTANTE POUR LES CHARGEMENTS COMBINÉS**

Le chapitre précédent portait sur les méthodes classiques d'évaluation de la capacité portante, où le chargement sismique est représenté par une force horizontale  $H$ , un moment  $M$  et une force verticale  $V$ . Pour ce type de chargement complexe, la précision des méthodes classiques peut être posée (Fraser Bransby, 2001). Ce chapitre présente les courbes enveloppes, qui représentent la limite de rupture (ou de plastification) du sol dans l'espace de chargement  $HMV$  et définissent une région à l'intérieur de laquelle les combinaisons de charges doivent rester (Gottardi et Butterfield, 1993). Obtenues expérimentalement pour la plupart, les courbes enveloppes, également appelées diagrammes d'interaction, sont mieux à même de représenter les limites de rupture d'un sol pour un chargement complexe que les méthodes classiques (Fraser Bransby, 2001; Gottardi et al., 1999). Une courbe enveloppe est considérée unique et convexe (Ngo-Tran, 1996).

De nombreux chercheurs ont proposé des courbes enveloppes empiriques pour différentes géométries de fondations et différentes conditions de sol, mais il n'y a pas d'assentiment général quant au choix de l'enveloppe la plus appropriée (Fraser Bransby, 2001). Il faut noter que l'homogénéité dimensionnelle de la courbe d'interaction est obtenue en divisant le moment  $M$  par la plus petite dimension  $B$  de la semelle (Gottardi et Butterfield, 1993). Cette section présentera l'évolution des travaux de recherche sur les courbes enveloppes de plastification et proposera un cadre de réflexion sur la méthode à choisir pour une évaluation de la capacité portante en conditions dynamiques au Québec. L'annexe II présente un tableau récapitulatif des travaux de recherches menés sur les courbes enveloppes.

#### **2.1 Développement des courbes enveloppes**

Les premiers travaux portant sur les courbes enveloppes (et introduisant ce concept) sont ceux de (Roscoe et Schofield, 1956). Il a fallu presque deux décennies pour que le concept soit repris par Butterfield et Ticof (1979) et que ces auteurs avancent l'idée de l'utilisation de

diagrammes d'interaction pour remplacer les méthodes d'évaluation de la capacité portante traditionnelles (avec facteurs de capacité portante). Avant cette date, les méthodes avec facteurs de capacité portante définissaient dans les fait des courbes enveloppes mais jamais elles n'avaient été étudiées expérimentalement pour des chargements combinés (Martin, 1994). Butterfield et Ticof ont présenté, sur la base de plusieurs centaines de tests sur une fondation circulaire de dimensions réduites, en chargement contrôlé, une ellipse dans le plan  $H:M$  à un  $V$  constant. En combinant cette ellipse avec la parabole obtenue dans les plans  $V:M$  et  $V:H$ , ils proposèrent une surface tridimensionnelle représentant la limite à la rupture en capacité portante du sol pour les fondations superficielles sur sable (Martin, 1994). D'autres chercheurs ont vérifié l'hypothèse de courbe enveloppe à la fin des années 80 et au début des années 90 (Georgiadis et Butterfield, 1988; Nova et Montrasio, 1991). Les travaux suivants ont permis de montrer que les fondations de type spudcan et les fondations superficielles sur sol argileux ont une forme de courbe enveloppe très similaire (Houlsby et Martin, 1992). Houlsby et Martin ont également montré que leur équation était plus réaliste que les courbes enveloppes déterminées par les équations proposées par Hansen et Vesic. Les équations suivantes sont celles de Gottardi et Butterfield (1993) (pour les sables, avec  $B$  la largeur de la fondation) et Martin (1994) (pour les argiles, avec  $R$  le rayon de la semelle circulaire), où  $V_0$  est la charge verticale maximale admissible.

$$\begin{array}{l} \text{(Gottardi et} \\ \text{Butterfield, 1993)} \end{array} \quad 82.16 \left( \frac{M}{B \cdot V_{\max}} \right)^2 + 34.19 \left( \frac{H}{V_{\max}} \right)^2 - 22.81 \left( \frac{M}{B \cdot V_{\max}} \right) \cdot \left( \frac{H}{V_{\max}} \right) - 0.58 = 0 \quad (2.1)$$

$$\begin{array}{l} \text{(Martin, 1994)} \end{array} \quad \left( \frac{H}{A \cdot s_u} \right)^2 + \left( \frac{M}{0.2RV_0} \right)^2 = 16 \left( \frac{V}{V_0} \right)^2 \left( 1 - \frac{V}{V_0} \right)^2 \quad (2.2)$$

Gottardi et Butterfield (1993) attirent l'attention sur le fait que l'excentricité positive ou négative a un impact sur la capacité portante du sol : la capacité portante du sol est plus grande lorsque l'excentricité est « négative » [Figure 2.1]. Dans le cas d'une excentricité négative les plus grands déplacements apparaissent sous la semelle au lieu d'apparaître en dehors des limites de la semelle. Donc pour des déplacements similaires, la configuration « excentricité négative » demandera des forces appliquées plus importantes (Ukritchon et al.,

1998). Il en résulte une inclinaison de l'ellipse limitant la capacité portante du sol dans le plan  $H:M$  [Figure 2.2]. Meyerhof (1953) était conscient de ce problème mais n'a pas indiqué comment le traiter dans sa méthode, de même les méthodes de Hansen (1970) et Vesic (1975) [Sections 1.1 et 1.2] ne traitent pas ce problème (Martin, 1994).

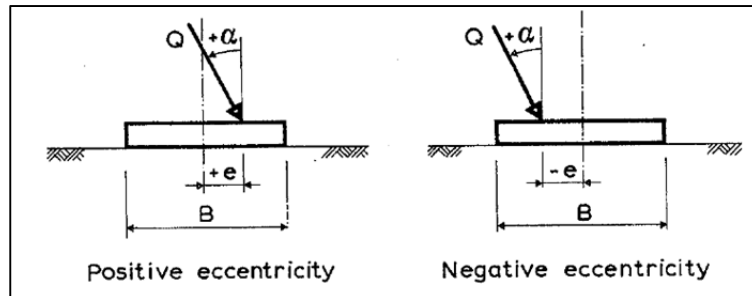


Figure 2.1 Excentricité positive et excentricité négative  
Tirée de Gottardi et Butterfield (1993)

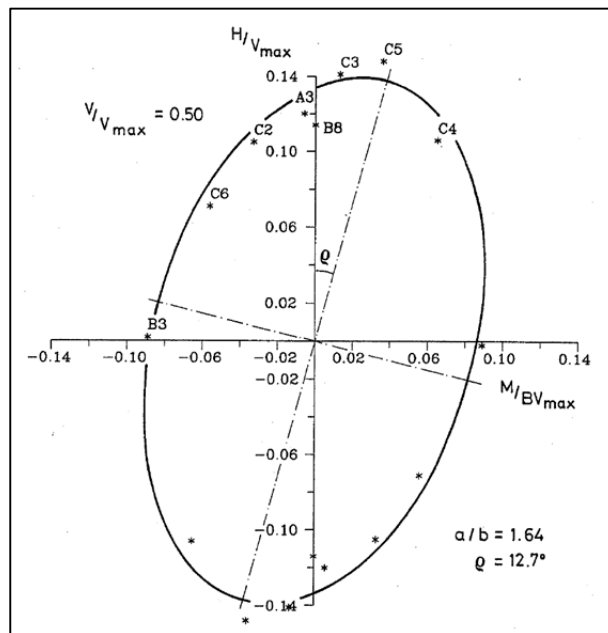


Figure 2.2 Diagramme d'interaction dans le plan  $H/V:M/BV$   
Tirée de Gottardi et Butterfield (1993)

Le Tableau 2.1 présente les limites de domaine des diagrammes d'interaction obtenus au cours des premiers travaux visant à déterminer les courbes enveloppes de plastification.

Tableau 2.1 Limites des courbes enveloppes obtenues par différents chercheurs

	<b>Butterfield et Ticof (1979)</b>	<b>Gottardi et Butterfield (1993)</b>	<b>Martin (1994)</b>
Sol	Sable dense	Sable dense	Argile
Fondation	Filante	Filante	Spudcan
$M_0/BV_0$	0,10	0,09	0,2
$H_0/V_0$	0,12	0,12	$H_0 = A_{su}$

## 2.2 Courbes enveloppes expérimentales

### 2.2.1 Résultats expérimentaux récents

Après ces premiers travaux, de nombreux chercheurs se sont intéressés aux diagrammes d'interaction pour les fondations superficielles. La courbe enveloppe permet de déterminer la capacité portante d'une fondation mais n'est pas suffisante, à elle seule, pour servir de modèle de comportement du système sol-fondation sous chargement combiné. En effet on peut voir dans l'équation de la courbe enveloppe que celle-ci est fonction de  $V_0$ , la capacité portante maximale sous charge verticale centrée. En se basant sur la théorie de la plasticité il est possible de décomposer le déplacement en phase élastique et plastique : la charge verticale maximale admissible est une fonction du déplacement plastique  $w_p$  (Ngo-Tran, 1996) [Eq. 2.4]. Il faut que le modèle comprenne quatre éléments pour être complet (Gottardi et al., 1999) :

- 1) courbe enveloppe,
- 2) loi de durcissement,
- 3) loi d'écoulement,
- 4) loi de comportement élastique (à l'intérieur de la courbe enveloppe).

Gottardi, Houlsby et Butterfield (1999) présentent les éléments suivants pour la courbe enveloppe [Eq. 2.3] et la loi de durcissement [Eq. 2.4] pour semelle circulaire de diamètre  $D$  sur du sable :

$$\frac{m^2}{m_0^2} + \frac{h^2}{h_0^2} - 2a \frac{mh}{m_0 h_0} - [4v(1-v)]^2 = 0 \quad (2.3)$$

Avec  $v = V/V_0$ ,  $m = M/2RV_0$ , et  $h = H/V_0$  et les valeurs suivantes pour la fondation de test :  $m_0 = 0,09$ ,  $h_0 = 0,1213$  et  $a = -0,2225$  (où  $m_0$  et  $h_0$  sont les valeurs limites des ratios  $h$  et  $m$ ). Pour une fondations rectangulaire de dimensions 100x500 mm :  $m_0 = 0,088$ ,  $h_0 = 0,13$  et  $a = -0,22$ . Les auteurs précisent que les résultats sont très similaires pour un sol argileux. La capacité portante maximale sous charge centrée est fonction de la profondeur et est donnée par l'équation 2.4 (loi de durcissement).

$$V = \frac{k_p w_p}{1 + \left( \frac{k_p w_{pm}}{V_m} - 2 \right) \frac{w_p}{w_{pm}} + \left( \frac{w_p}{w_{pm}} \right)^2} \quad (2.4)$$

Où  $k_p$  est la rigidité plastique initiale,  $V_m$  est la charge verticale maximale,  $w_p$  est la composante plastique du déplacement vertical et  $w_{pm}$  est la valeur de  $w_p$  à cette charge maximale.

En général on peut définir  $H_0$  et  $M_0$  en fonction de  $V_0$ , expérimentalement au mieux, ou sinon en se référant à des travaux expérimentaux effectués par d'autres chercheurs (Martin et Houlsby, 2000). Les travaux de Martin montrent que la méthode de Hansen (ou Vesic) mènent à différentes enveloppes de ruptures dépendantes de l'enterrement :  $H_0$  varie de 0,16 à 0,11  $V_0$  (respectivement pour une fondation en surface et une fondation enterrée). Ainsi, la courbe enveloppe croît (en volume) avec l'enterrement des fondations [Figure 2.3], mais sa forme reste constante. On peut donc déterminer une équation en fonction de la capacité portante verticale à un enterrement donné (Martin et Houlsby, 2000).

La capacité portante de référence  $V_0$  est calculée d'après l'expression (Martin et Houlsby, 2001) :

$$V_0 = (N_c s_{u0} + \gamma' D) \pi R^2 \quad (2.5)$$

Où  $N_c$  est le coefficient de capacité portante relatif à la cohésion,  $s_{u0}$  est la résistance au cisaillement non drainé initiale,  $\gamma'$  est le poids volumique déjaugé du sol,  $D$  la profondeur de la fondation, et  $R$  le rayon de la fondation circulaire. L'équation 2.5 est donnée telle que présentée ici dans l'article de Martin et Houlsby, cependant l'utilisation de  $s_{u0}$  et du  $\gamma'$  semble incompatible (ce devrait être  $\gamma$ ).

Martin et Houlsby ont produit des tables pour obtenir les facteurs  $N_c$  pour les fondations de type Spudcan.

Pour obtenir les courbes enveloppes, les chercheurs utilisent en général des « swipe tests ». Les « swipe tests » se font en contrôle de déplacement (ou contrôle de vitesse de déplacement) et il en faut beaucoup pour obtenir une courbe enveloppe (75 pour Martin) (Cassidy et al., 2004a). Lors d'un « swipe test », la fondation est enfoncée verticalement jusqu'à une valeur donnée, puis on applique un déplacement radial. L'équipement permettant de faire des « swipe tests » a été conçu à l'université d'Oxford, notamment lors des travaux de recherche de Martin (1994) et a été amélioré par la suite pour permettre d'appliquer des combinaisons de chargement « hors plan » (Bienen et al., 2006).



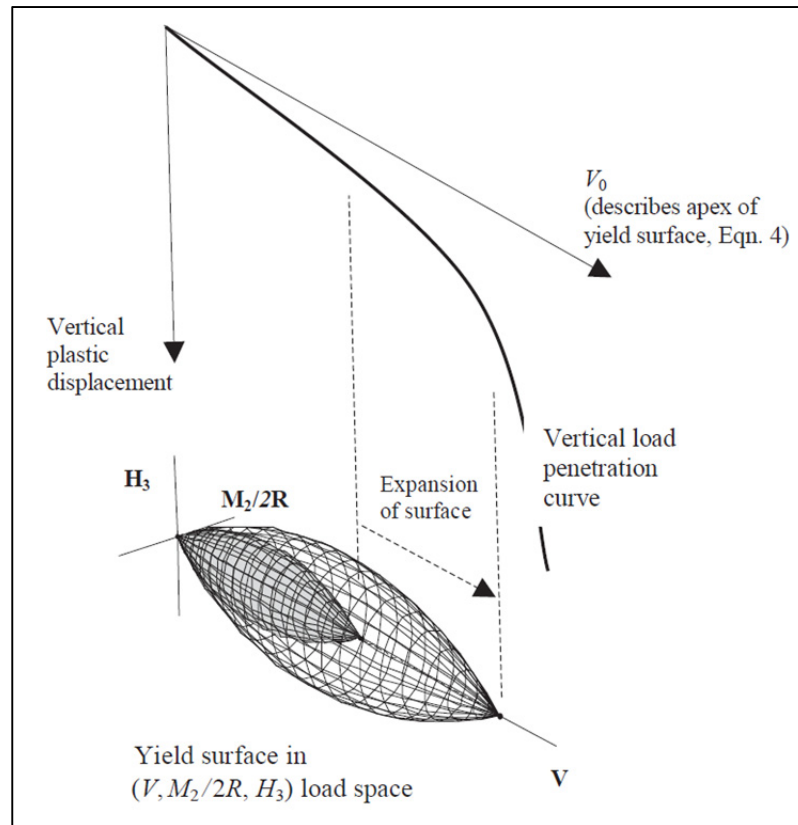


Figure 2.3 Expansion de la surface de plastification en fonction du déplacement vertical plastique  
Tirée de Cassidy et al. (2004a)

### 2.2.2 Résultats expérimentaux provenant de l'industrie offshore

Un autre type de fondations employées couramment est les fondations de type caisson. Cette section présentera les derniers développements pour ce type de fondations et les fondations de type spudcan. Ces dernières présentent des résultats souvent similaires à ceux des fondations circulaires. Pour les fondations de type caisson, Byrne (2000) présente les corrélations suivantes pour déterminer les courbes enveloppes internes.

$$h_0 = h_{0\text{ peak}} \left( 1 - 0.36 \ln \left( \frac{V_0}{V_{0\text{ peak}}} \right) \right) \quad (2.6)$$

$$m_0 = m_{0peak} \left( 1 - 0.36 \ln \left( \frac{V_0}{V_{0peak}} \right) \right) \quad (2.7)$$

avec  $h_{0peak} = 0.11$  et  $m_{0peak} = 0.08$ . Ces expressions sont validées pour  $0.025 < V_0/V_{0peak} < 1$ .

L'expansion de la surface enveloppe interne est donnée par la loi de durcissement :

$$V_0 = f \left( \dot{w}_p + C_1 |\dot{u}_p| + C_2 |2R\dot{\theta}_p| \right) \quad (2.8)$$

Avec  $C_1=0.5$  et  $C_2=0.2$  en première approximation.

Ainsi l'équation de la courbe enveloppe est légèrement modifiée pour les fondations sur sable lâche carbonaté (Byrne et Houlsby, 2001; Cassidy et al., 2002):

$$\left( \frac{M/2R}{V_0 m_0} \right)^2 + \left( \frac{H}{V_0 h_0} \right)^2 - 2a \frac{M/2R}{V_0 m_0} \frac{H}{V_0 h_0} - \left\{ \left[ \frac{(\beta_1 + \beta_2)^{(\beta_1 + \beta_2)}}{\beta_1^{\beta_1} \beta_2^{\beta_2}} \right] \left( \frac{V}{V_0} \right)^{\beta_1} \left( 1 - \frac{V}{V_0} \right)^{\beta_2} \right\}^2 = 0 \quad (2.9)$$

Avec  $m_0=0,094$  ;  $h_0 = 0,154$  ;  $\beta_1=\beta_2=0,82$  ; et  $a=-0,25$

On peut également utiliser l'expression suivante pour la loi de durcissement pour les fondations circulaires sur sable lâche (Cassidy et al., 2002) :

$$V_0 = \left( \frac{c w_p + k_2 w_p^2}{k_1 + w_p} \right) \quad (2.10)$$

Les auteurs présentent les lois de comportement élastique (pour le déplacement à l'intérieur de la surface de plastification) ainsi que des lois d'écoulement (pour les déplacements durant la plastification). L'application de ces lois ne parait pas nécessaire dans le cas de l'évaluation de la capacité portante.

On peut également noter une légère modification pour la surface de plastification de fondations de type spudcan sur argile normalement consolidée (Cassidy et al., 2004b) :

$$\left(\frac{M}{M_0}\right)^2 + \left(\frac{H}{H_0}\right)^2 - 2\bar{e}\left(\frac{M}{M_0}\right)\left(\frac{H}{H_0}\right) - \bar{\beta}^2 \left(\frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_1} \left(1 - \frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_2} = 0 \quad (2.11)$$

$$\bar{\beta} = \frac{(\beta_1 + \beta_2)^{(\beta_1 + \beta_2)}}{\beta_1^{\beta_1} \beta_2^{\beta_2}} \quad (2.12)$$

$$\bar{e} = e_1 + e_2 \left(\frac{V}{V_0}\right) \left(\frac{V}{V_0} - 1\right) \quad (2.13)$$

$$\begin{aligned} M_0 &= m_0 D V_0 \\ H_0 &= h_0 V_0 \end{aligned} \quad (2.14)$$

Avec  $m_0 = 0.083$  ;  $h_0 = 0.127$  ;  $e_1 = 0.518$  ;  $e_2 = 1.180$  ;  $\beta_1 = 0.764$  et  $\beta_2 = 0.882$ .

Cette étude a été faite en centrifugeuse (100 g) et les auteurs donnent les conclusions suivantes : les modèles 1g sont bons mais peut-être un peu conservateurs (Cassidy et al., 2004b). L'équation de la courbe enveloppe est généralisable à 6 DDL, et une vérification expérimentale a été menée par Bienen et al. (2006).

## 2.3 Courbes enveloppes théoriques

La section 2.2 présentait uniquement des courbes enveloppes obtenues expérimentalement. Cette section présente le même type de courbes enveloppes, mais obtenues par des méthodes théoriques. La suite du chapitre présentera une comparaison de ces courbes enveloppes théoriques et expérimentales.

### 2.3.1 Méthodes analytiques statiques (lower bound) et cinématiques (upper bound)

La solution de capacité portante pour une charge verticale centrée  $V = (2+\pi)cBL$  (pour un sol de type Tresca) où  $c$  est la cohésion du sol,  $B$  est la largeur de la fondation et  $L$  et la longueur

de la fondation est bien connue. Par contre, pour les chargements combinés aucune solution exacte ne peut être trouvée et l'existence d'une solution unique n'est pas prouvée (Houlsby et Puzrin, 1999). Il faut donc essayer d'approcher la limite de la capacité portante avec les bornes supérieures et inférieures (upper bound et lower bound, également appelées approche par l'extérieur et approche par l'intérieur lorsque l'on se réfère à un domaine K comme chez Salençon et al. (Salençon et al., 2009). La capacité portante est donc estimée avec la méthode de l'analyse limite en utilisant deux théorèmes (Chatzigogos, 2007):

- 1) pour la borne inférieure on utilise le théorème statique, où l'on essaye de construire un champ de contrainte statiquement et plastiquement admissible afin de fournir les efforts extérieurs maximaux;
- 2) pour la borne supérieure on utilise le théorème cinématique, où l'on essaye de construire un champ de vitesse cinématiquement et plastiquement admissible afin de fournir les efforts extérieurs minimaux.

Houlsby et Puzrin (1999) présentent une solution analytique pour la borne inférieure (les expressions sont valables pour un  $m$  positif, ce qui correspond à une extension vers la gauche).

$$\frac{v}{v-2m} = 1 + \frac{1}{2}\pi + \cos^{-1}\left(\frac{hv}{v-2m}\right) + \sqrt{1 - \left(\frac{hv}{v-2m}\right)^2} \quad (2.15)$$

Et 
$$\left(\frac{hv}{v-2m}\right) = 1 \text{ si } \theta = \frac{1}{4}\pi \Leftrightarrow \text{glissement horizontal} \quad (2.16)$$

Avec 
$$v = \frac{V}{cBL} ; m = \frac{M}{cB^2L} ; h = \frac{H}{cBL} \quad (2.17)$$

Pour la borne supérieure (upper bound), ils différencient deux cas : (1) pas de perte de contact entre la semelle et le sol, (2) perte de contact (méthode de mise à l'échelle proposée). Ils présentent ensuite quatre surfaces limites et la plus petite borne supérieure est l'intersection de ces quatre. Les deux solutions (supérieure et inférieure) sont assez proches, et quand elles ne coïncident pas, l'écart est suffisamment faible pour pouvoir estimer la surface de plastification. Les résultats sont finalement assez proches de ceux de Salençon et

al. (2009). Les travaux de Knappett et al. (2006) qui visaient à étudier le mode de rupture de fondations superficielles non enterrées soumises à un chargement dynamique sur table vibrante ont montré que la méthode proposée par Salençon et al. (pour une loi d'écoulement associative) donnait de bons résultats.

La méthode de borne inférieure est souvent utilisée et préférée par les ingénieurs pour des raisons évidentes de conservatisme (Houlsby et Puzrin, 1999; Knappett et al., 2006).

Salençon et al. (2009) ont proposé une solution analytique prenant en compte les forces inertielles et qui sert à l'Eurocode 8 (pour les semelles filantes en conditions sismiques). Chatzigogos a généralisé cette formule aux semelles circulaires (Chatzigogos, 2007). Ces formules sont présentées à la section 2.3.2.

### **2.3.2 Diagramme d'interaction prenant en compte les forces d'inertie dans le sol**

Les travaux de Paolucci et Pecker (1997) ont conduit à la présentation et l'adoption dans une annexe « informative » de diagrammes d'interaction prenant en compte les forces d'inertie dans le sol pour les semelles filantes reposant sur sol purement frottant ou purement cohérent (CEN, 1998). Ces équations sont présentées ci-après. Cette méthode a cependant quelques limitations : le chargement considéré est plan, l'encastrement de la semelle n'est pas pris en compte, le sol est soit purement cohérent soit purement frottant (Chatzigogos, 2007). Chatzigogos (2007) a présenté une adaptation de ces formules pour les semelles filantes ou circulaires sur sol cohérent homogène et hétérogène. Pour le cas des sols frottants on est donc limité aux semelles filantes.

Pour les sols cohérents, la procédure à suivre est la suivante (Chatzigogos, 2007):

- 1) calculer les différents coefficients donnés au Tableau 2.2,
- 2) utiliser ces coefficients dans l'équation 2.18.

Il est à noter que les forces d'inertie dans le sol sont prises en compte par le paramètre  $\bar{F}_h$  qui est fonction de l'accélération horizontale  $a_h$  ( $a_h$  est une fraction du PGA, qui varie selon le facteur d'importance de l'ouvrage). Lorsque les forces d'inertie sont nulles ( $\bar{F}_h = 0$ ), le diagramme d'interaction représente le cas d'un chargement monotone, tel que considéré dans les modèles Oxford [Section 2.2]. On notera que, dans l'Eurocode 8, comme dans la généralisation aux semelles circulaires de Chatzigogos,  $N$  représente la charge verticale,  $V$  la charge horizontale, et  $M$  le moment (et  $C_0$  la résistance au cisaillement non drainé).

Tableau 2.2 Utilisation de l'équation analytique de l'Eurocode 8 : semelles filantes ou circulaires sur sols cohérents homogènes ou hétérogènes  
Tiré de Chatzigogos (2007)

Paramètre	Sol cohérent homogène ( $C_0, k=0$ )		Sol cohérent hétérogène ( $C_0, k$ )	
	Semelles filantes	Semelles circulaires	Semelles filantes	Semelles circulaires
$N_{\max}^{0,0}$	$(\pi+2)C_0B$	$6.05C_0\pi r^2$	$(\pi+2)C_0B$	$6.05C_0\pi r^2$
$N_{\max}^{0,k}$	-	-	Cf. Salençon et Matar (1982)	
$\bar{N}$	$N_{Ed} / N_{\max}^{0,0}$	$N_{Ed} / N_{\max}^{0,0}$	$N_{Ed} / N_{\max}^{0,k}$	$N_{Ed} / N_{\max}^{0,k}$
$\bar{V}$	$V_{Ed} / N_{\max}^{0,0}$	$V_{Ed} / N_{\max}^{0,0}$	$V_{Ed} / N_{\max}^{0,k}$	$V_{Ed} / N_{\max}^{0,k}$
$\bar{M}$	$\frac{M_{Ed}}{BN_{\max}^{0,0}}$	$\frac{M_{Ed}}{2rN_{\max}^{0,0}}$	$\frac{M_{Ed}}{BN_{\max}^{0,k}}$	$\frac{M_{Ed}}{2rN_{\max}^{0,k}}$
$\bar{F}_h$	$\frac{\rho a_h B}{C_0}$	$\frac{\rho a_h r}{C_0}$	$\frac{N_{\max}^{0,0}}{N_{\max}^{0,k}} \frac{\rho a_h B}{C_0}$	$\frac{N_{\max}^{0,0}}{N_{\max}^{0,k}} \frac{\rho a_h r}{C_0}$
Contraintes				
$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F}_h^{c_N})^{c'_N}$			
$\bar{V}$	$ \bar{V}  \leq \frac{1}{\pi+2}$	$ \bar{V}  \leq \frac{1}{6.05}$	$ \bar{V}  \leq \frac{1}{\pi+2}$	$ \bar{V}  \leq \frac{1}{6.05}$

$$\frac{(1-e\bar{F}_h)^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[ (1-m\bar{F}_h^{c_N})^{c'_N} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1-f\bar{F}_h)^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[ (1-m\bar{F}_h^{c_N})^{c'_N} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (2.18)$$

Avec  $0 < \bar{N} \leq (1-m\bar{F}_h^k)^{k'}$  (2.19)

Et  $|\bar{V}| \leq \frac{1}{\pi+2}$  (2.20)

Tableau 2.3 Paramètres à utiliser pour l'équation de l'Eurocode 8

	<b>Cohérent</b>	<b>Frottant</b>		<b>Cohérent</b>	<b>Frottant</b>
a	0.70	0.92	c <sub>N</sub>	1.22	1.00
b	1.29	1.25	c' <sub>N</sub>	1.00	0.39
c	2.14	0.92	c <sub>T</sub>	2.00	1.14
d	1.81	1.25	c <sub>M</sub>	2.00	1.01
e	0.21	0.41	c' <sub>M</sub>	1.00	1.01
f	0.44	0.32	β	2.57	2.90
m	0.21	0.96	γ	1.85	2.80

Les critères pour une semelle filante sur sol purement frottant (ou sol saturé sans accumulation de pression interstitielle) sont :

$$\begin{cases} \bar{F}_h = \frac{a_h}{g \tan \phi'_d} \\ N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left( 1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \end{cases} \quad (2.21)$$

## 2.4 Étude comparative des courbes expérimentales « Oxford » et du modèle théorique proposé pour l'Eurocode 8

Les résultats provenant de l'industrie offshore, ont tous en commun une équipe de chercheurs très restreinte et majoritairement installée, ou tout du moins formée, à l'université d'Oxford sous la direction du professeur Houlsby. Pour des raisons de concision, nous emploierons le terme générique « Oxford » pour la suite du texte. De même, nous regrouperons sous le terme générique « E8 » les diagrammes d'interaction obtenus par les équations de l'Eurocode 8 ou les versions modifiées de Chatzigogos. Le Tableau 2.4 présente les deux grands types de courbes enveloppes présentés précédemment et leurs domaines d'application.

Tableau 2.4 Possibilités d'application des modèles Oxford et E8

Chargement	Fondation	Sol	Oxford	E8
Statique	Filante	Sable homogène	X	X
		Sable hétérogène		
		Argile homogène		X
		Argile hétérogène		X*
	Circulaire	Sable homogène	X	(faisable en évaluant $V_0$ )
		Sable hétérogène		
		Argile homogène	X	X*
		Argile hétérogène		X*
Sismique (Forces d'inertie dans le sol)	Filante	Sable homogène		X
		Sable hétérogène		
		Argile homogène		X
		Argile hétérogène		X*
	Circulaire	Sable homogène		(faisable en évaluant $V_0$ )
		Sable hétérogène		
		Argile homogène		X*
		Argile hétérogène		X*

\*travaux de Chatzigogos

Le Tableau 2.4 indique que le modèle E8 est applicable dans de nombreux cas. Il faut cependant nuancer cette impression et rappeler que ce modèle est une borne supérieure et a été dérivé d'une analyse théorique, contrairement aux modèles Oxford qui sont eux dérivés



de résultats expérimentaux et présentent a priori une meilleure précision. Les comparaisons des modèles présentées ci-après donneront des indications quant au modèle à préférer.

### 2.4.1 Semelles circulaires

Les Figures 2.4 et 2.5 présentent une comparaison des diagrammes d'interaction pour des semelles circulaires sur sol cohérent et sol frottant respectivement. On peut remarquer que dans un cas [Figure 2.4], le diagramme d'interaction proposé par l'Eurocode est supérieur au diagramme d'interaction développé par Martin (modèle « Oxford »). En effet, ces courbes enveloppes ont été développées d'après des « bornes optimales » définies par l'approche cinématique et qui sont en fait des bornes supérieures (de l'ordre de 10 à 40% par rapport à la solution expérimentale). On peut également remarquer que le diagramme d'interaction proposé par l'Eurocode, contrairement aux modèles Oxford, ne prend pas en compte la différence entre « l'excentricité positive » et « l'excentricité négative » (ellipse inclinée) bien que ce phénomène soit connu depuis les années 50. Concrètement, dans le plan  $H:M$ , l'ellipse a ses deux foyers sur l'axe des ordonnées [Figure 2.4].

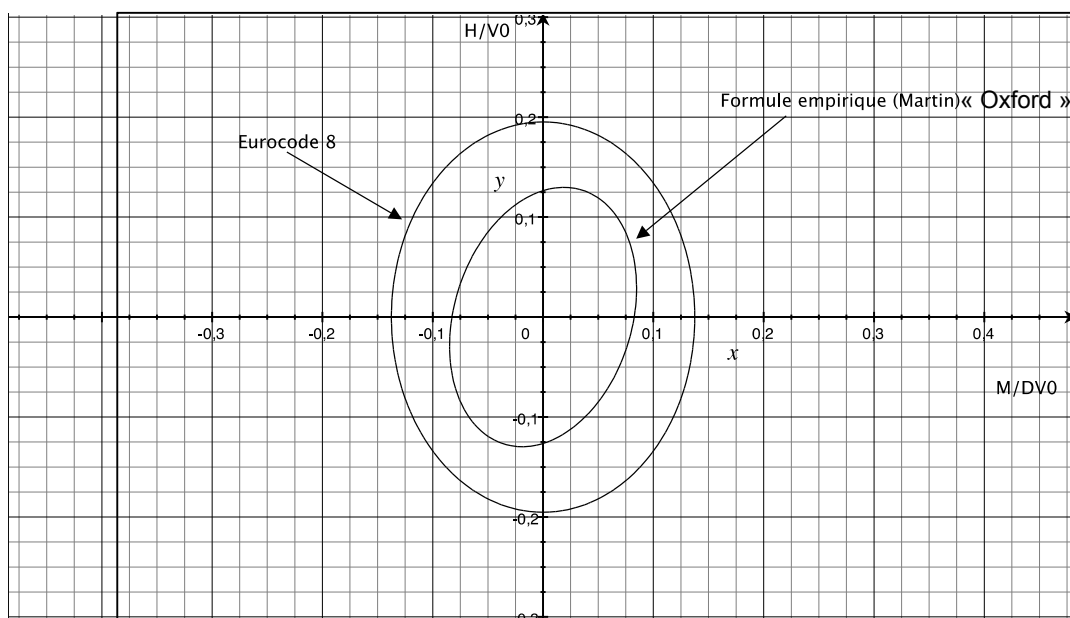


Figure 2.4 Comparaison des diagrammes d'interaction dans le plan  $H:M$  ( $V/V0 = 0.5$ ) pour une fondation circulaire sur sol cohérent (argile)

La Figure 2.5 présente une comparaison des diagrammes d'interaction de l'Eurocode 8 et Oxford pour des semelles circulaires sur sable (sol frottant). Le diagramme de l'Eurocode 8 (dans le plan  $V/V_0 = 0,5$ ) n'est pas défini lorsque  $x$  ou  $y$  ( $H/V_0$  et  $M/DV_0$ ) sont négatifs [Eq. 2.18]. L'ellipse devient alors une portion de courbe pour des valeurs de  $x$  ou  $y$  ( $H/V_0$  et  $M/DV_0$ ) positives. On peut par ailleurs remarquer que contrairement au sol cohérent, le diagramme de l'Eurocode est inférieur à ceux des modèles Oxford sur sable dense et sable lâche.

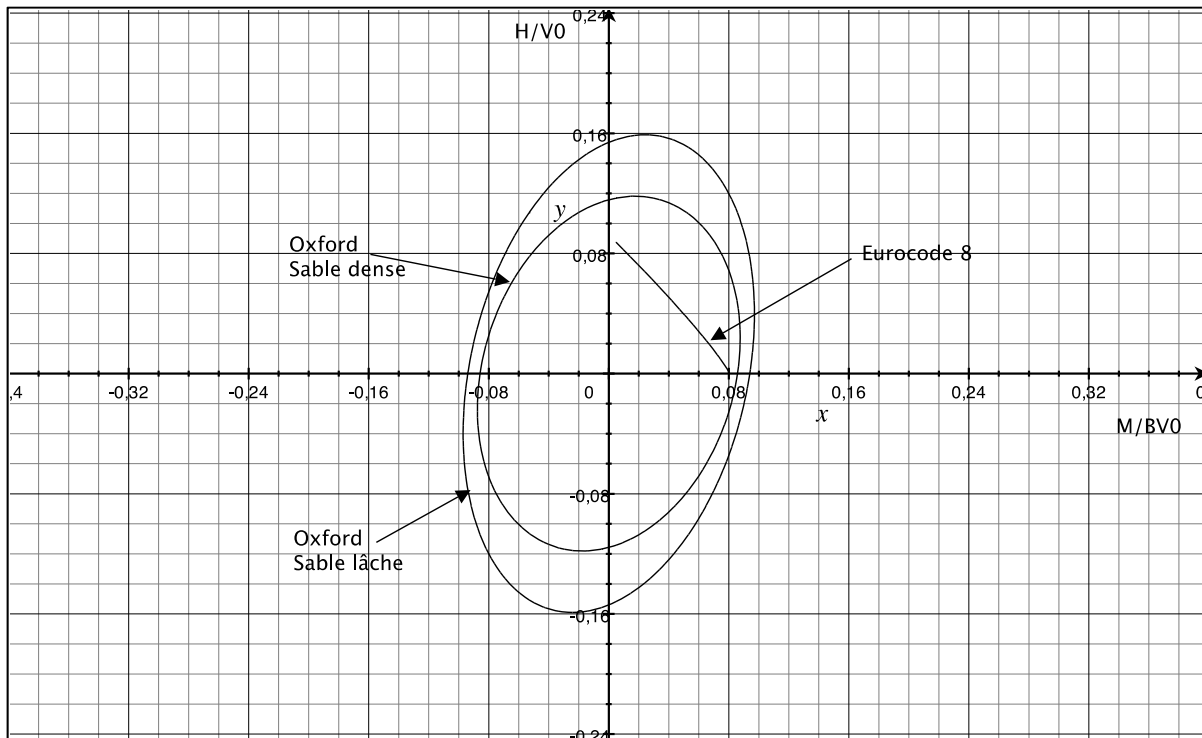
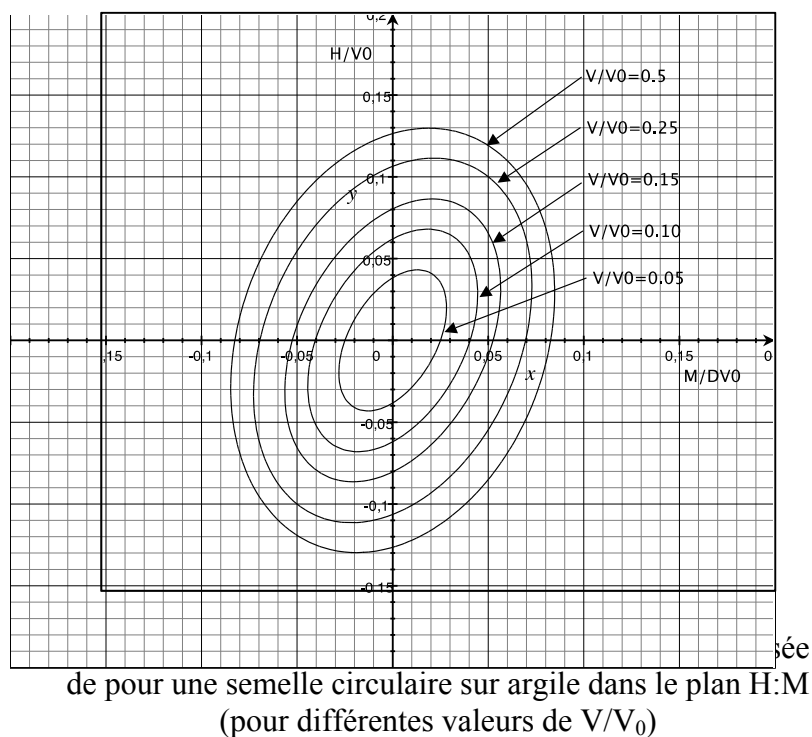


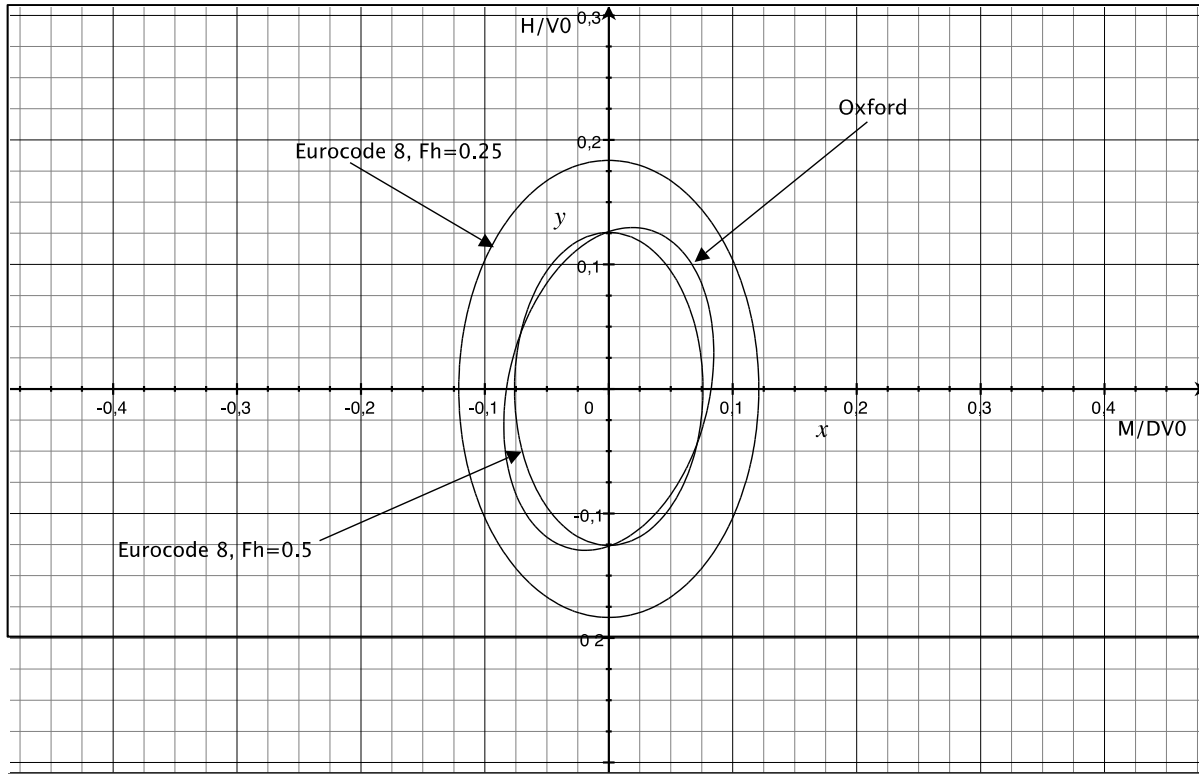
Figure 2.5 Comparaison des diagrammes d'interaction dans le plan  $H:M$  ( $V/V_0 = 0,5$ ) pour une fondation circulaire sur sol frottant (sable)

La Figure 2.6 montre l'intersection de la courbe enveloppe normalisée pour une semelle circulaire sur argile dans le plan  $H:M$  (pour différentes valeurs de  $V/V_0$ ). On a pu voir en Figure 2.4, que le modèle de l'Eurocode ne prenait pas en compte l'excentricité positive ou négative, ce qui se traduisait par un diagramme symétrique dans le plan  $H:M$ . On peut voir, sur la Figure 2.6 que les modèles Oxford prennent en compte l'excentricité. L'excentricité

n'est pas constante dans le plan  $H:M$  (c'est un des développements récents du modèle), elle augmente lorsque le rapport  $V/V_0$  se rapproche des valeurs extrêmes 0 et 1 (l'excentricité est donc la plus faible pour  $V/V_0 = 0,5$ ).



La Figure 2.7 présente une comparaison des diagrammes d'interaction en conditions dynamiques. C'est-à-dire que la formulation de l'Eurocode 8 prend en compte des forces d'inertie dans le sol (ce qui n'est pas le cas pour les modèles Oxford, qui représentent les interactions pour des chargements monotones). Ceci est illustré entre autres par des courbes différentes selon l'accélération horizontale  $a_h$  considérée par l'Eurocode 8, laquelle a une influence directe sur le paramètre  $F_h$  (défini selon le Tableau 2.2) utilisé dans l'équation analytique (2.18). Les diagrammes pour  $F_h = 0,25$  et  $F_h = 0,5$  sont illustrés sur la Figure 2.7. On peut également remarquer que la « borne supérieure » définie par la méthode prescrite par l'Eurocode 8 est très proche des valeurs obtenues par les modèles Oxford (équation déterminée expérimentalement) pour le cas de l'argile, dans le plan  $H:M$ .



La Figure 2.8 représente la valeur de la cohésion  $C_0$  en fonction du rayon de la fondation  $r$ , pour  $F_h = 0,5$ . Considérant l'accélération de pointe au sol pour la ville de Québec est de  $0,3 \text{ g}$  ( $a_h$ ) pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, on peut tracer la relation entre le rayon de la fondation  $r$  et la cohésion  $C_0$  pour un  $F_h$  constant, en utilisant l'équation 2.22. Ici,  $F_h$  a été pris égal à  $0,5$ , ce qui est une valeur réaliste puisque l'on obtient un rayon de fondation de  $1,75 \text{ m}$  pour une cohésion de  $25 \text{ kPa}$  (pour un poids volumique  $\rho = 24 \text{ kN/m}^3$ ).

$$\bar{F}_h = \frac{\rho a_h r}{C_0} \quad (2.22)$$

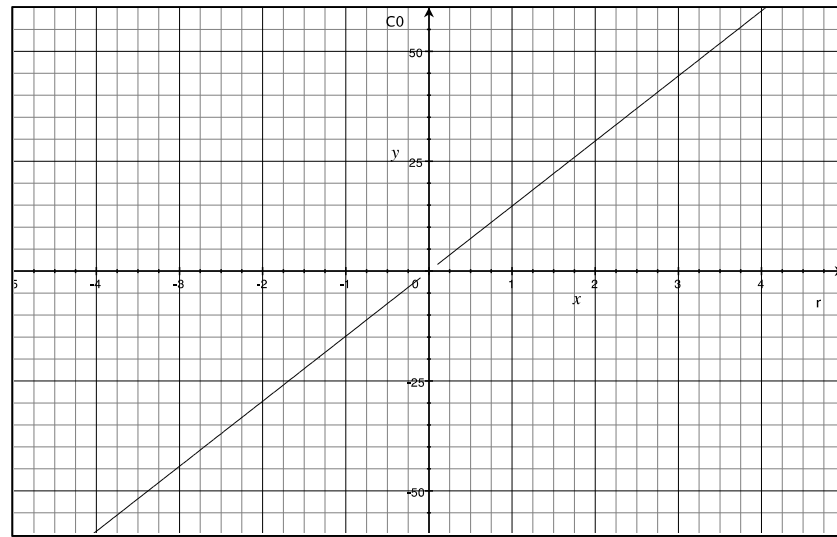


Figure 2.8  $F_h=0.5$  pour Québec ( $C_0 = f(r)$ )

La Figure 2.9 compare des courbes enveloppes normalisées pour une semelle circulaire sur argile dans les plans  $H:V$  ( $M=0$ ) et  $M:V$  ( $H=0$ ). On constate que dans ces plans il y a une plus grande différence entre le modèle Oxford et les diagrammes d'interaction prenant en compte les forces inertielles dans le sol. En effet, lorsque l'on compare les diagrammes des modèles Oxford à ceux de l'Eurocode 8 pour  $F_h = 0$ , représentant le cas où il n'y a pas de forces d'inertie dans le sol, on peut observer, comme dans le cas du plan  $H:M$  [Figure 2.5], que les diagrammes de l'Eurocode 8 sont supérieurs à ceux des modèles Oxford. Mais lorsque l'on tient compte de forces d'inertie ( $F_h=0,5$  ou  $F_h=0,25$ ), on peut remarquer deux points :

- 1) la capacité portante verticale maximale diminue fortement lorsque  $F_h$  augmente (pour se retrouver réduite à  $0.6V_0$  approximativement lorsque  $F_h=0,5$ ). On retrouve finalement ici la même tendance que celle observée par Richards avec sa méthode de calcul par le mécanisme de Coulomb : plus l'accélération horizontale est grande, plus la capacité portante diminue;
- 2) la valeur maximale du moment ne diminue pas (ou presque pas) et la valeur maximale de la force horizontale diminue peu. Cependant, le moment maximal de l'E8 reste très supérieur à celui obtenu avec le modèle Oxford et la force horizontale maximale reste proche de celle obtenue avec le modèle Oxford.

Le dernier point soulève quant à lui des questions, en particulier pour le cas du plan  $M:V$ . La forte surestimation des forces de forces d'inertie dans le plan  $M:V$  ne correspond pas aux observations.

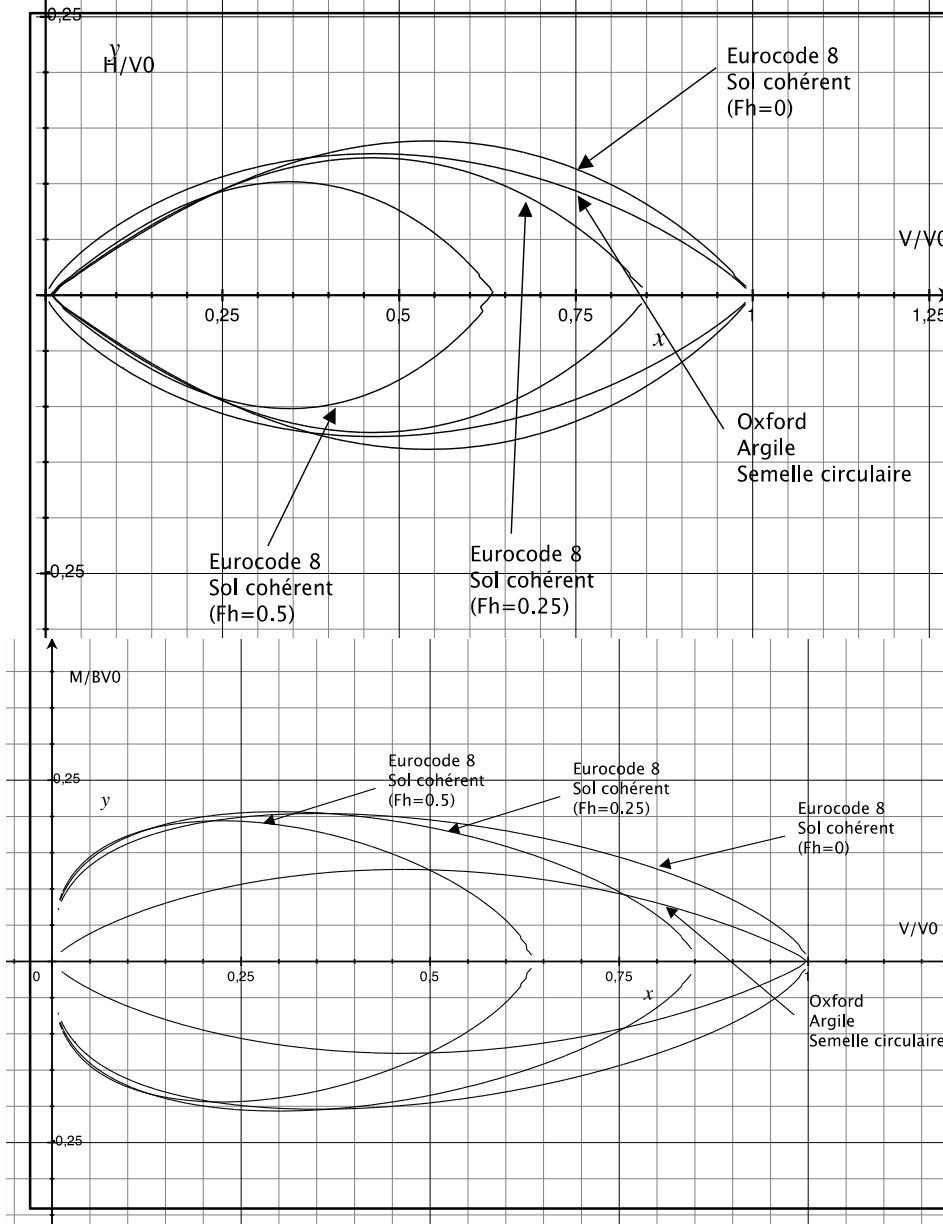


Figure 2.9 Comparaison des courbes enveloppes normalisées pour une semelle circulaire sur argile dans les plans  $H:V$  ( $M=0$ ) et  $M:V$  ( $H=0$ )

Pour vérification  
d'interaction  
2.10.

diagrammes  
à la Figure

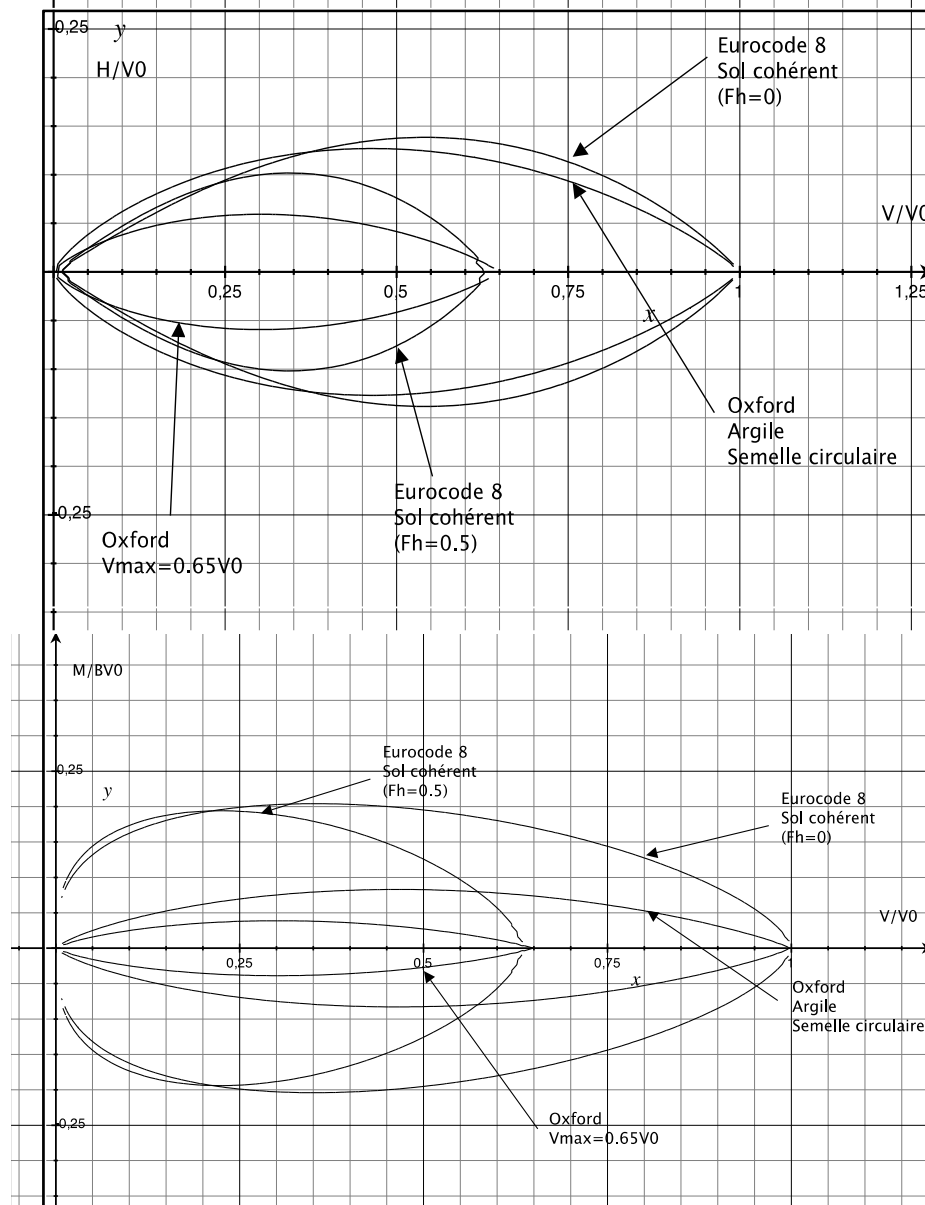


Figure 2.10 Comparaison des courbes enveloppes normalisées pour une semelle circulaire sur argile dans les plans  $H:V$  ( $M=0$ ) et  $M:V$  ( $H=0$ ) avec  $V_{max}=0.65V_0$

On peut remarquer à la Figure 2.10 que lorsque l'on diminue la capacité portante maximale verticale sous chargement centré, la méthode de l'Eurocode reste bien une borne supérieure du modèle Oxford. Il faudrait peut-être utiliser un coefficient de réduction pour la capacité portante maximale lorsque l'on a un chargement dynamique, pour tenir compte des forces d'inertie dans le sol. Une option envisageable est de calculer la capacité portante sous charge verticale centrée avec la méthode de Richards et ensuite d'utiliser les courbes enveloppes « Oxford ».

#### 2.4.2 Semelles filantes

Jusqu'ici nous nous sommes intéressés uniquement au cas des semelles circulaires. Nous verrons ici le cas des semelles filantes. Il faut noter que les modifications apportées par Chatzigogos aux équations de l'Eurocode 8, et visant à traiter le cas des semelles circulaires, ne portent que sur l'estimation du  $F_h$  (forces d'inertie dans le sol) et sur l'estimation du  $V_0$ .

La Figure 2.11 présente une comparaison des diagrammes d'interaction obtenus avec les méthodes « Oxford » (valables pour des fondations circulaires) à celui défini par Gottardi et al. (1993) et obtenu sur sable très dense pour une semelle filante. Ce diagramme est présenté dans le plan  $H:M$  où  $M$  est normalisé par rapport à  $D*V_0$  pour une semelle circulaire et à  $B*V_0$  pour une semelle filante. On peut remarquer que la courbe d'état limite de la fondation filante sur sable très dense se trouve entre les courbes pour une semelle circulaire sur sable lâche et sable dense.



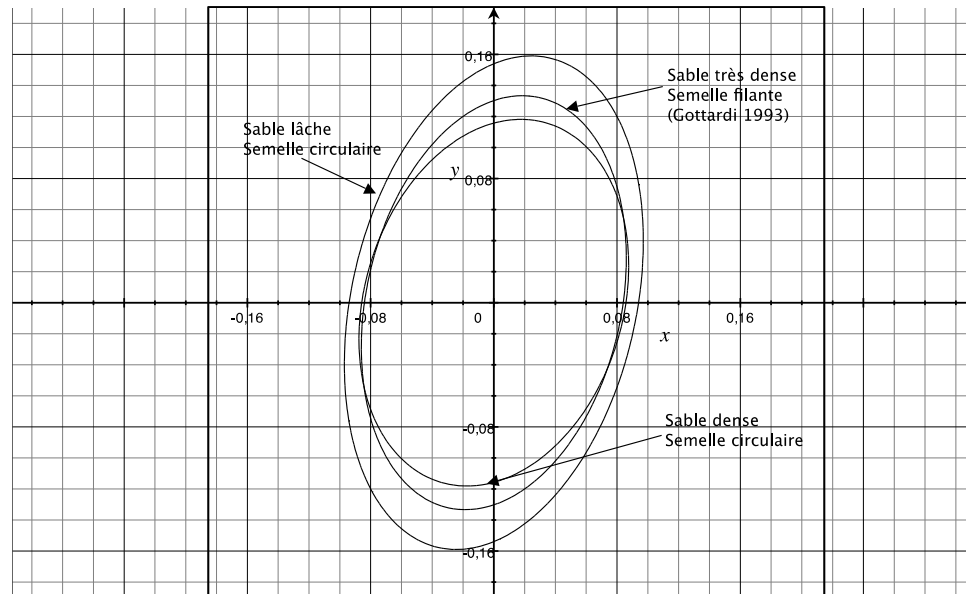


Figure 2.11 Comparaison des diagrammes d'interaction (Oxford)  
pour des semelles circulaires et filante sur sable dans  
le plan  $H:M$  ( $V/V_0 = 0.5$ )

La Figure 2.12 présente les diagrammes pour semelle filante et circulaire sur sable dense et très dense et sur sol frottant. On peut remarquer [Figure 2.12] que la différence entre une fondation circulaire et filante sur sable dense et très dense est relativement faible dans le plan  $H:M$ .

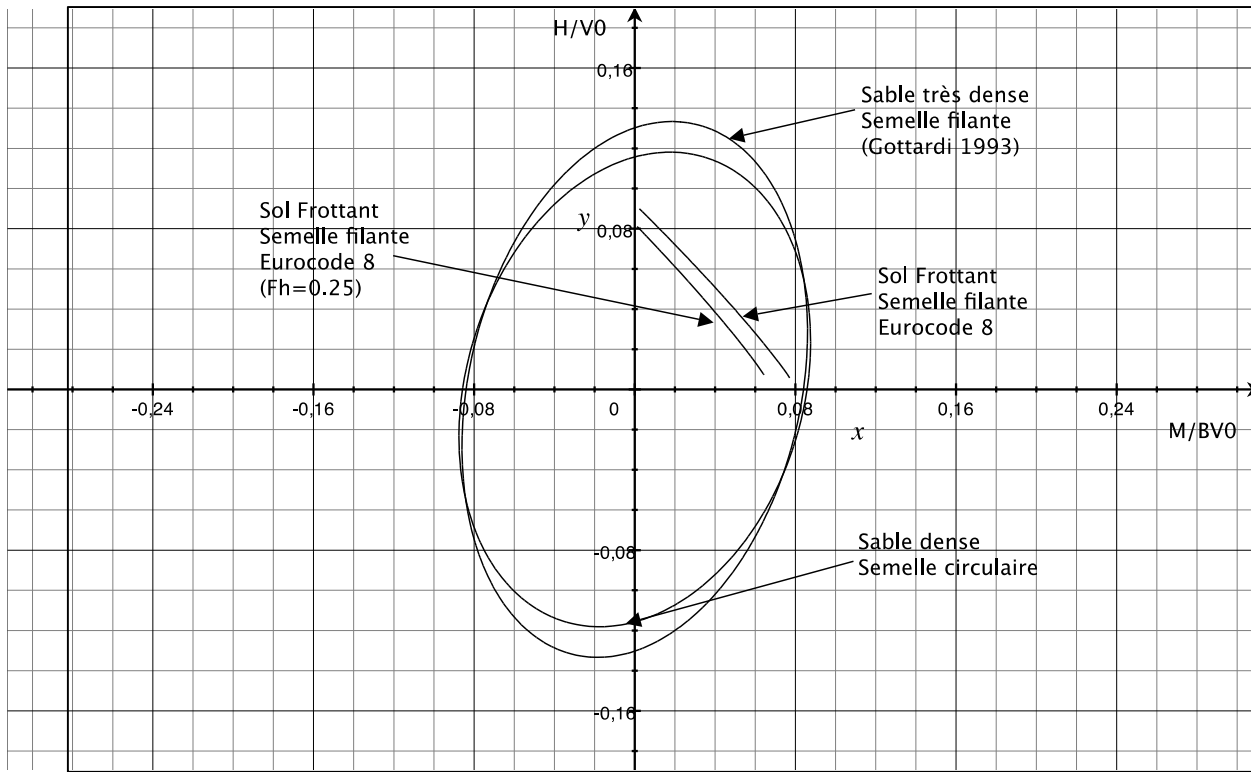


Figure 2.12 Comparaison Oxford / Eurocode 8 dans le plan  $H:M$  ( $V/V_0=0.5$ )

Le diagramme d'interaction donné par l'Eurocode 8 est inférieur aux diagrammes d'interaction de Gottardi et Houlsby dans le plan  $H:M$ . On peut également remarquer que ce diagramme n'est pas défini lorsque  $M$  ou  $H$  sont négatifs. Les Figures 2.13 et 2.14 présentent la même comparaison que celle présentée dans la Figure 2.12 mais cette fois-ci dans les plans  $H:V$  et  $M:V$  respectivement. Les mêmes conclusions que celles faites dans le plan  $H:M$  s'appliquent.

L'écart, entre la méthode de l'Eurocode 8 et les équations, déterminées expérimentalement, des modèles Oxford, soulève des questions quant au conservatisme de l'Eurocode. Comme dans le cas de l'argile, il serait possible de tenir compte des forces d'inertie dans le sol pour les modèles Oxford (qui n'est pas formulé pour tenir compte des forces d'inertie), en réduisant le  $V_0$ . Dans ce cas-ci, que ce soit dans le plan  $H:M$  ou  $H:V$ , les modèles Oxford présentent des valeurs maximales supérieures à celles définies par l'Eurocode 8.

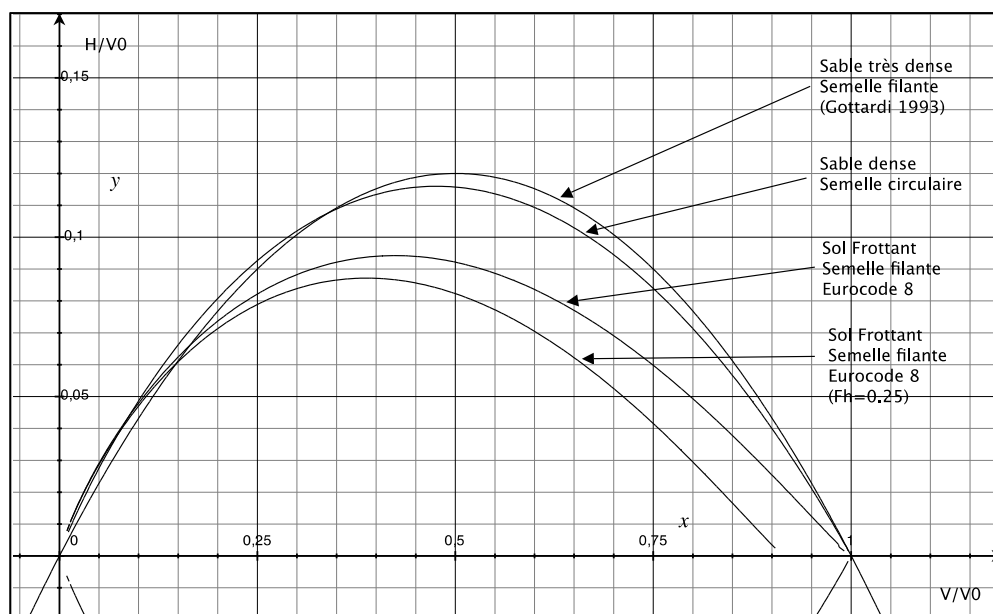


Figure 2.13 Comparaison Oxford / Gottardi / Eurocode 8 dans le plan  $H:V$  ( $M=0$ )

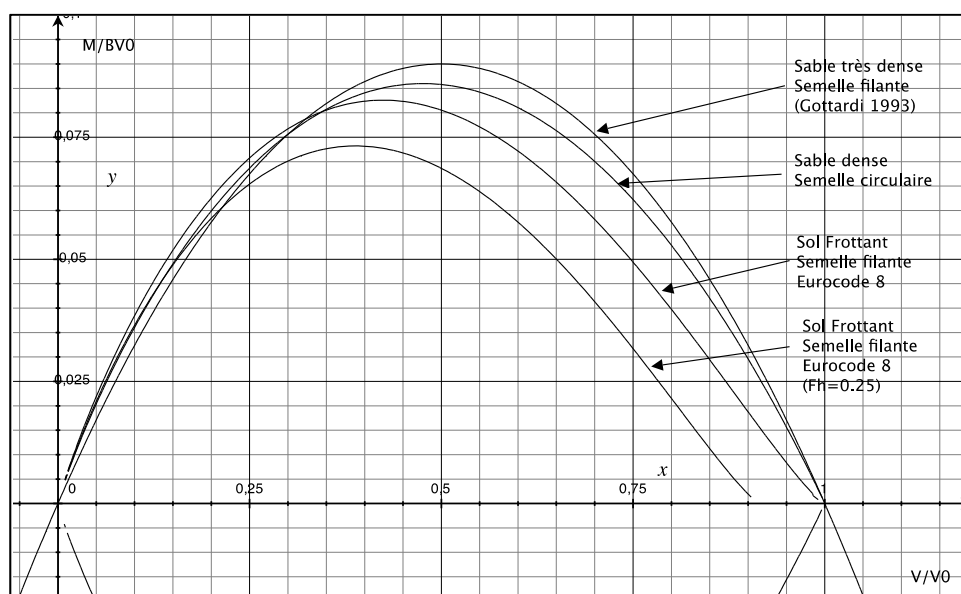


Figure 2.14 Comparaison Oxford / Gottardi / Eurocode 8 dans le plan  $M:V$  ( $H=0$ )

## 2.5 Conclusions

Cette section a présenté le concept des diagrammes d'interaction (aussi appelées courbes enveloppes) et a introduit deux modèles principaux : « Oxford » et « Eurocode 8 ». Les diagrammes d'interaction présentent l'avantage d'être plus précis, pour les chargements complexes, que les méthodes avec facteurs de capacité portante présentées au Chapitre 1. La courbe enveloppe expérimentale est la référence considérée, et tel que mentionné par leurs auteurs, les courbes enveloppes théoriques sont a priori des bornes supérieures, et par conséquent conservatrices. Les diagrammes d'interaction ont de plus l'avantage de pouvoir être utilisés pour construire des modèles d'interface de contact (CIM), tel que cela a été présenté par différents chercheurs, pour représenter l'Interaction Sol-Structure et ainsi les intégrer dans les logiciels d'analyse de structures (Chatzigogos, 2007; Gajan et al., 2007). Cependant ils sont moins pratiques que les formules avec facteurs de capacité portante. Il faut aussi noter que la majorité des ingénieurs praticiens ne sont pas familiers avec ces diagrammes d'interaction.

Sur les deux types de modèles présentés et comparés, il a été noté que :

- les modèles Oxford sont déterminés d'après des expériences menées en laboratoire et servent donc de référence. Ils concernent des semelles filantes ou circulaires soumises à des chargements monotones. Ils peuvent être utilisés pour des fondations enterrées (en considérant l'augmentation de capacité portante verticale pour une charge centrée);
- les modèles Eurocode 8 sont déterminés par la méthode cinématique. C'est une approche théorique qui permet de proposer une borne supérieure. Cependant, Houlsby et Puzrin (2000) indiquent que cette borne supérieure (hypothétiquement unique chez Pecker) n'est pas nécessairement la plus petite borne supérieure. Ils concernent des fondations circulaires ou filantes pour des chargements monotones ou dynamiques (prise en compte des forces d'inertie dans le sol). Ils ne sont pas utilisables pour des fondations enterrées. Ils ont également le désavantage de ne pas prendre en compte l'excentricité;
- dans le cas de sol argileux (sols cohérents), les modèles Eurocode 8 sont supérieurs aux modèles Oxford en conditions statiques. Lorsque l'on considère des forces d'inertie, avec

un  $F_h = 0,5$ , les diagrammes d'interaction expérimental et théorique présentent des valeurs maximales plus proches [Figure 2.10]. Il faudrait réduire la capacité portante maximale sous charge verticale centrée pour les modèles Oxford dans le cas où l'on souhaite considérer des forces d'inertie dans le sol;

- dans le cas des sols frottants (sables), les modèles de l'Eurocode 8 sont inférieurs aux modèles Oxford en conditions statiques. Ce résultat indique que les diagrammes fournis par l'Eurocode 8 sont conservateurs. Lorsque l'on considère les forces d'inertie dans le sol, l'écart se resserre mais les modèles Oxford restent supérieurs aux modèles de l'Eurocode 8.

Les modèles de l'Eurocode 8 présentent l'avantage d'être d'ores et déjà intégrés dans un code (même si ce n'est que dans une annexe informative) contrairement aux modèles Oxford qui sont utilisés et développés par et pour des chercheurs. Il faut cependant noter que leur utilisation n'est pas plus difficile et qu'ils sont plus précis car obtenus expérimentalement. Il pourrait cependant être intéressant de prendre en compte la réduction de capacité portante verticale maximale due aux forces d'inertie dans le sol.

Le chapitre suivant présente une comparaison des résultats proposés par les diagrammes d'interaction aux résultats obtenus avec les méthodes à facteurs de capacité portante.



## CHAPITRE 3

### ÉTUDE COMPARATIVE DES MÉTHODES AVEC FACTEURS DE CAPACITÉ PORTANTE ET DES DIAGRAMMES D'INTERACTION

Les méthodes avec facteurs de capacité portante ont été développées des années 50 au milieu des années 70. Pour déterminer les facteurs de capacité portante, les chercheurs ont utilisé conjointement des approches théoriques (ligne de glissement de Prandtl, mécanisme de Coulomb) et des essais triaxiaux. La variabilité naturelle des paramètres géotechniques des sols étant grande, des coefficients de sécurité se situant entre 2 et 4 sont nécessaires. Dans tous les codes de conception actuels, les méthodes avec facteurs de capacité portante servent à évaluer la capacité portante d'un sol sous chargement combiné. Ce chapitre a pour objectif de comparer les diagrammes d'interaction qui sont implicitement utilisés par l'intermédiaire des facteurs de modifications applicables aux facteurs de capacité portante.

#### 3.1 Comparaison dans les plans $H:M$ , $H:V$ et $M:V$

Cette section compare les diagrammes d'interaction dans les plans  $H:M$ ,  $H:V$  et  $M:V$ . Les équations correspondant à ces différents diagrammes sont données, au chapitre 2 pour les modèles expérimentaux (Oxford) et théorique (Eurocode 8), et en annexe I pour les méthodes classiques. La Figure 3.1 présente les diagrammes d'interaction dans le plan  $M:V$  pour les trois grandes méthodes traditionnelles (Meyerhof, Hansen, Vesic). Tous les diagrammes sont normalisés par rapport à la charge verticale maximale admissible  $V_0$  (il y a donc un unique diagramme d'interaction, quelle que soit la capacité portante du sol). La Figure 3.2 présente la méthode de Meyerhof comparée aux méthodes de l'Eurocode 8 et d'Oxford.

On peut remarquer [Figure 3.1] que les valeurs maximales de  $M/RV_0$  selon les méthodes traditionnelles vont de 0.191 à 0.250, ce qui est plus élevé que les maximums obtenus d'après les méthodes d'Oxford ou de l'Eurocode (en-deçà de 0,1), que ce soit sur sol frottant ou cohérent [Figure 3.2].

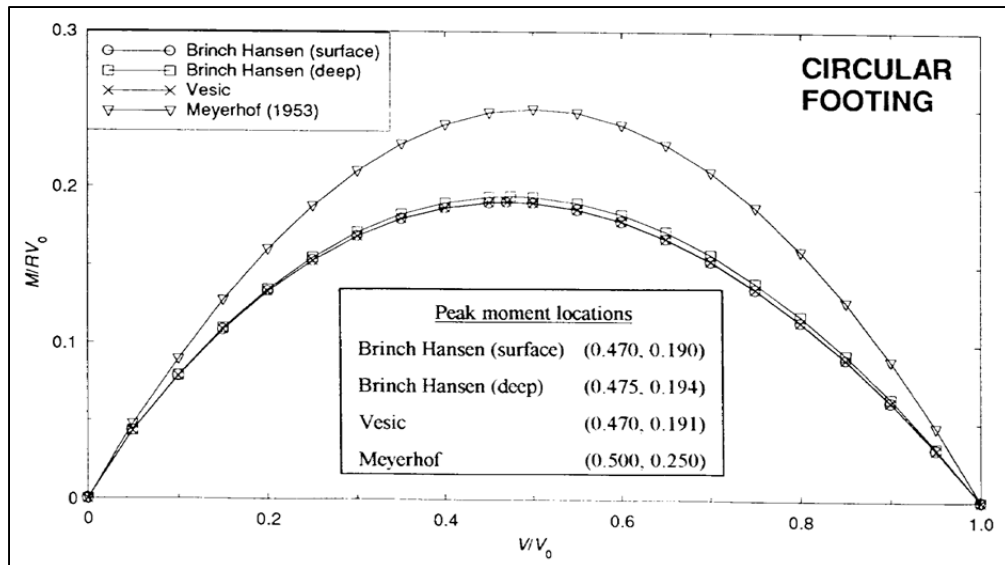


Figure 3.1 Diagrammes d'interaction « traditionnels » dans le plan  $M:V$  ( $H=0$ )  
Tirée de Martin (1994)

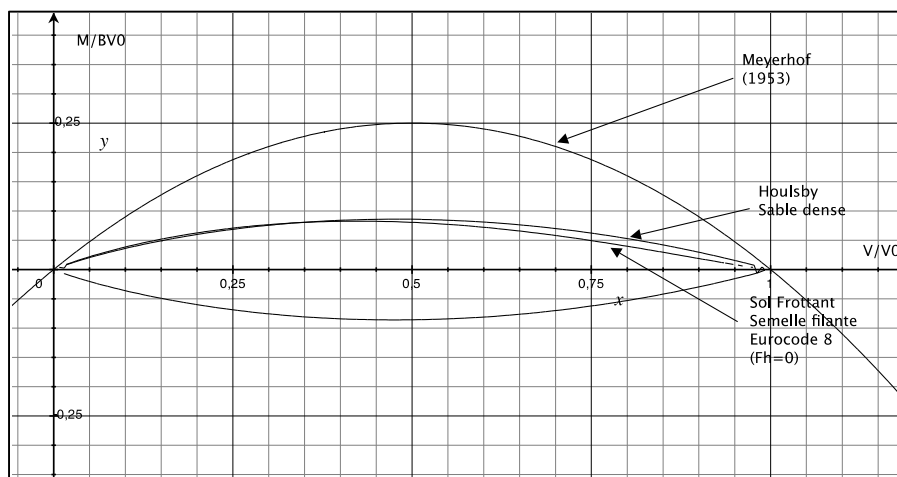


Figure 3.2 Comparaison des diagrammes d'interaction « traditionnels »  
à ceux de l'Eurocode 8 et d'Oxford dans le plan  $M:V$  ( $H=0$ )

La Figure 3.3 présente les diagrammes d'interaction dans le plan  $H:V$  pour les trois grandes méthodes traditionnelles. La Figure 3.4 présente la méthode de Meyerhof comparée aux méthodes de l'Eurocode 8 et d'Oxford (lorsque rien n'est indiqué en particulier, cela signifie que l'auteur n'a pas différencié les courbes pour semelles filantes et circulaires).



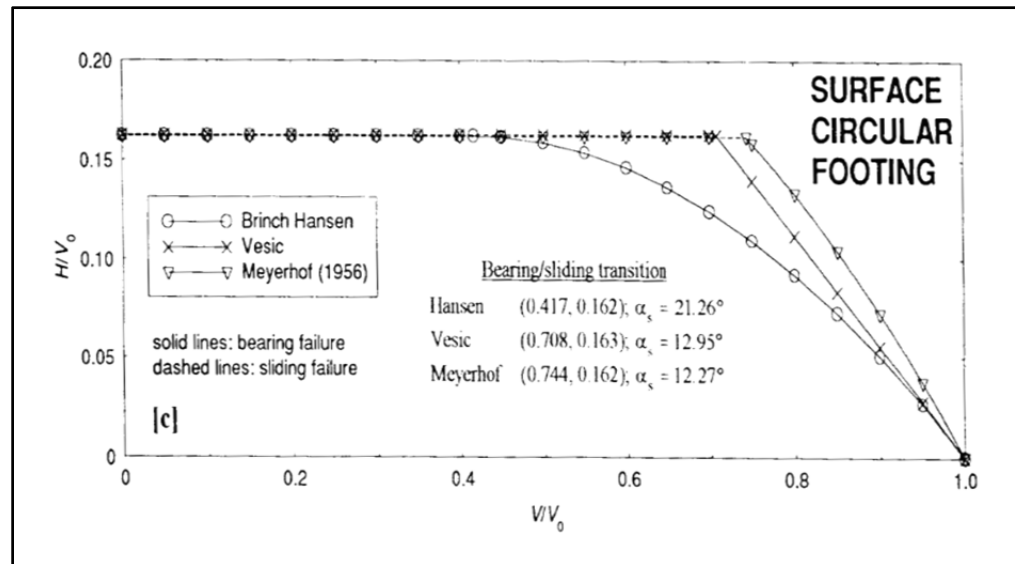


Figure 3.3 Diagrammes d'interaction « traditionnels » dans le plan  $H:V$  ( $M=0$ )  
 Tirée de Martin (1994)

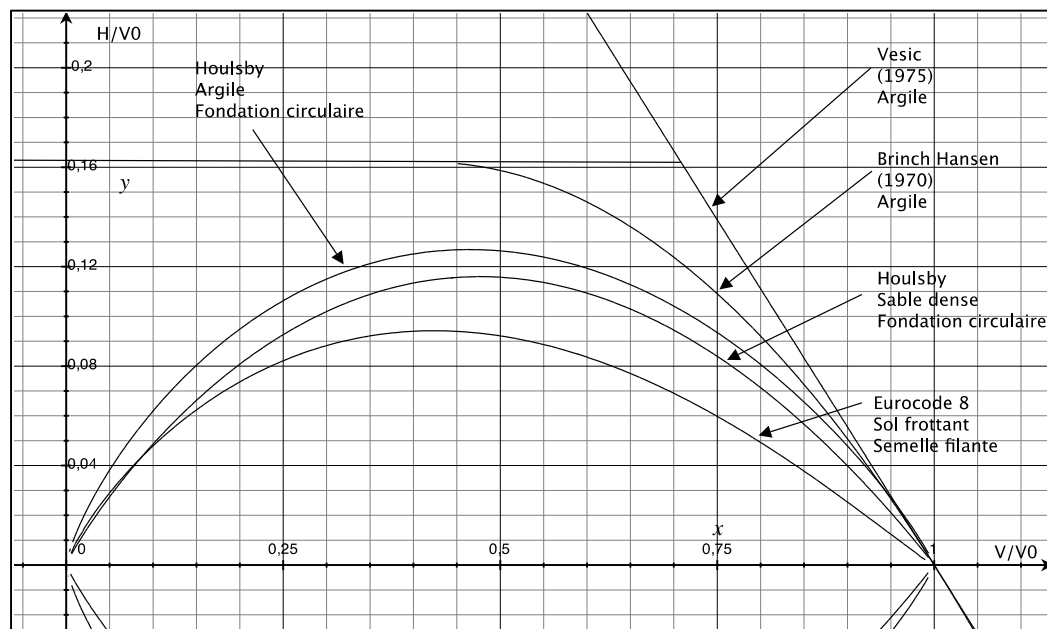


Figure 3.4 Comparaison des diagrammes d'interaction « traditionnels »  
 à ceux de l'Eurocode 8 et d'Oxford dans le plan  $H:V$  ( $M=0$ )

On peut remarquer [Figure 3.3] que le maximum selon les méthodes traditionnelles est de 0.162, ce qui est plus élevé que les maximums obtenus (0,09 à 0,13 environ) d'après les méthodes d'Oxford ou de l'Eurocode, que ce soit sur sol frottant ou cohérent [Figure 3.4].

Que ce soit dans le plan  $M:V$  ou  $H:V$ , les méthodes « traditionnelles » donnent des maximums supérieurs à ceux obtenus avec les méthodes plus récentes de diagrammes d'interaction. En particulier, ces maximums sont supérieurs à ceux déterminés expérimentalement par des « swipe tests » dans les laboratoires de l'université d'Oxford. Les courbes enveloppes du modèle Oxford, expérimentales et obtenues récemment, sont la référence à considérer.

Les Figures 3.5 à 3.7 présentent des comparaisons dans les plans  $H:M$  ( $V/V_0=0,5$ ),  $H:V$  ( $M=0$ ) et  $M:V$  ( $H=0$ ) des diagrammes d'interaction de l'Eurocode 8, du modèle Oxford (Cassidy), de la méthode du MCIF et de la méthode de Richards (combinée à la méthode du MCIF) pour un sable lâche. Les courbes étant normalisées par rapport à  $V_0$ , il est normal que les diagrammes d'interaction du MCIF et de Richards soient quasiment superposées (elles devraient être superposées en théorie, l'écart s'explique par les arrondis successifs dans l'implémentation de la méthode avec un chiffrier).

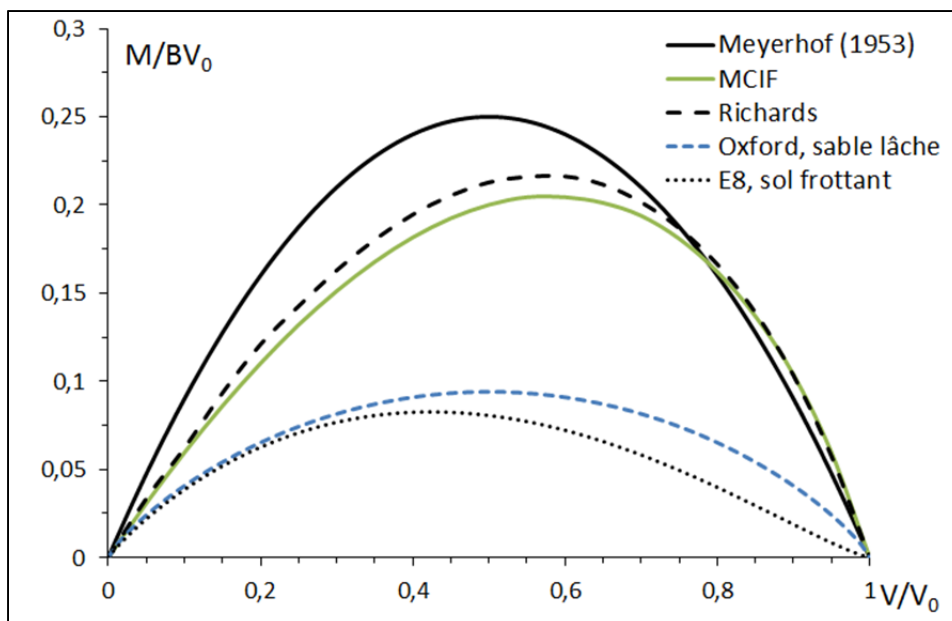


Figure 3.5 Comparaison des diagrammes d'interaction à la méthode MCIF dans le plan  $M:V$  ( $H=0$ )

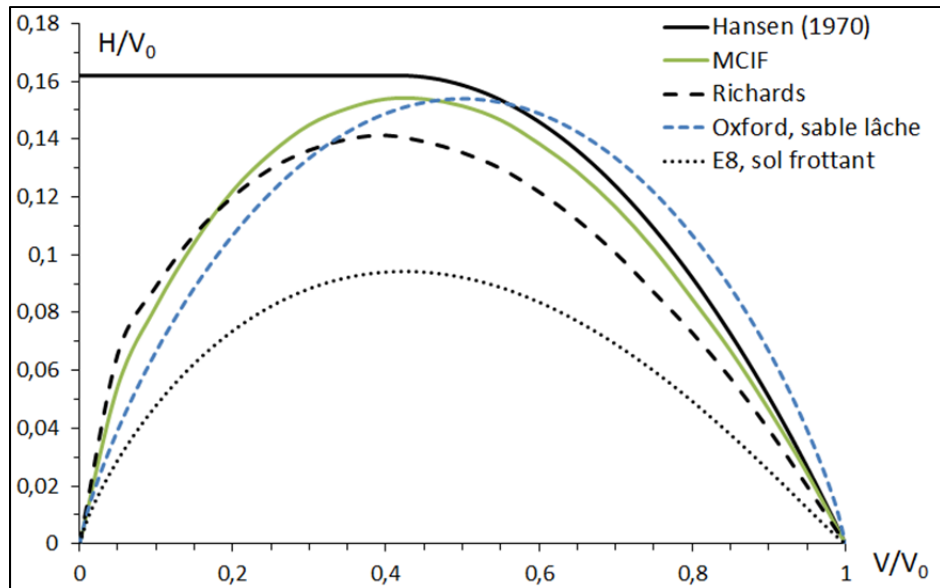


Figure 3.6 Comparaison des diagrammes d'interaction à la méthode MCIF dans le plan  $H:V$  ( $M=0$ )

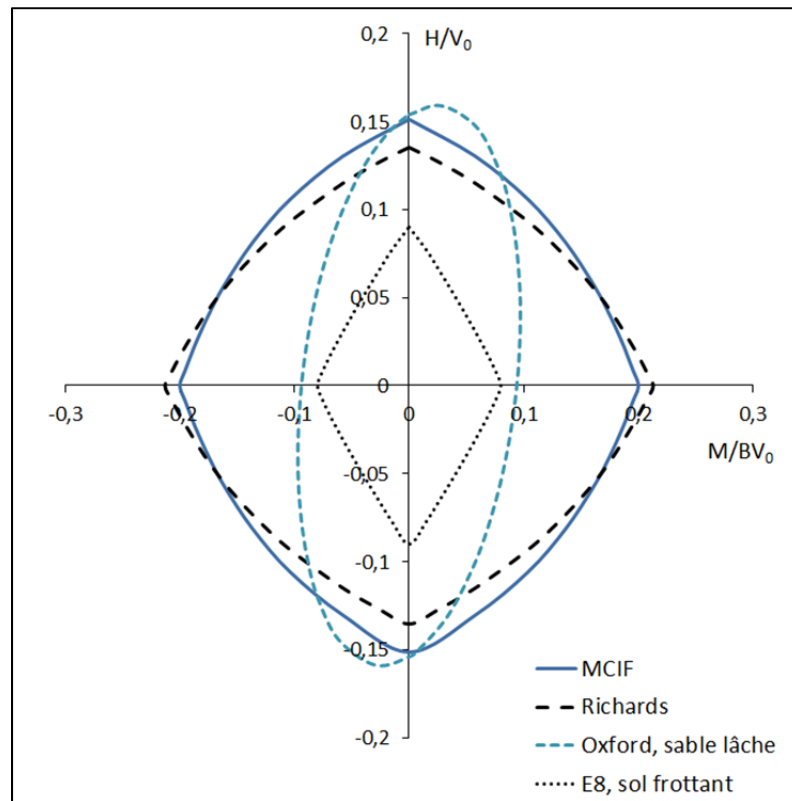


Figure 3.7 Comparaison des diagrammes d'interaction à la méthode MCIF dans le plan  $H:M$  ( $V/V_0=0,5$ )

L'écart entre les courbes enveloppes et les méthodes à facteur de capacité portante indique que les méthodes traditionnelles surestiment la capacité en moment. Cet écart est plus marqué dans le plan  $M:V$  (lorsque  $V/V_0=0,5$ , on a  $M/BV_0=0,25$  pour la méthode de Meyerhof, 0,2 pour le MCIF, 0,09 pour Oxford, soit un écart maximal de presque 180%) [Figure 3.5].

### 3.2 Conclusions

Ce chapitre a présenté une brève comparaison des méthodes classiques d'évaluation de la capacité portante (introduites au chapitre 1) et des courbes enveloppes expérimentales et théoriques (introduites au chapitre 2). Les diagrammes d'interaction des méthodes classiques ne sont pas assez conservateurs (jusqu'à 180% de plus que le modèle « Oxford » pour  $V/V_0=0,5$  dans le plan  $M:V$ ) mais l'utilisation de facteurs de sécurité importants permet d'assurer la sécurité des structures. La référence à considérer est le modèle d'Oxford, obtenu expérimentalement grâce à des « swipe tests ». Comme observé au chapitre précédent, le modèle théorique proposé par l'Eurocode 8 est un peu trop conservateur.

L'ensemble des méthodes présentées dans les chapitres précédents s'intéressaient aux sols naturels. La question de l'évaluation de la capacité portante et des propriétés géotechniques des sols traités par vibroremplacement sera abordée dans le chapitre suivant.

## **CHAPITRE 4**

### **VIBROREMPLACEMENT : DESCRIPTION, AVANTAGES ET ESTIMATION DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES POST TRAITEMENT**

Les chapitres 1 à 2 ont introduit différentes méthodes d'évaluation de la capacité portante, et de dimensionnement de fondation, sur sol naturel. Le chapitre 3 propose une comparaison des méthodes classiques aux courbes enveloppes plus récentes, ainsi qu'un cadre de réflexion sur l'utilisation de ces types de méthodes pour le dimensionnement de fondations. Afin de proposer une approche globale de dimensionnement des fondations superficielles sur sol traité, une dernière partie de la revue de la littérature est présentée dans ce chapitre.

Pour certaines conditions de sols, une amélioration est nécessaire afin de réduire le risque de liquéfaction, ou pour permettre l'utilisation de fondations superficielles plutôt que de fondations profondes. Les coûts de mise en œuvre des techniques d'amélioration des sols sont souvent élevés, et une évaluation précise des propriétés géotechniques post traitement est souhaitable afin d'optimiser la conception. Ce chapitre présente un état des connaissances pour une méthode d'amélioration des sols : le vibroremplacement. La technique d'installation et les avantages de ce type d'amélioration sont brièvement exposés. Par la suite, le chapitre porte plus particulièrement sur les méthodes visant à estimer les propriétés géotechniques du sol post traitement. Enfin, une procédure logique, présentant une démarche de conception rigoureuse des fondations superficielles sur sol traité par colonnes de ballast est proposée. L'annexe III présente succinctement d'autres méthodes d'amélioration des sols en place, ainsi que leurs avantages et défauts.

#### **4.1 Traitement de sol par vibroremplacement**

Le vibroremplacement fait partie de la famille de traitement de sol appelée vibroflottation, qui comprend également le vibrocompactage. Cette méthode est indifféremment appelée vibroremplacement ou de colonnes ballastées. Le procédé de vibroremplacement a été développé à la fin de années 50 (Keller Group, 2010; Kirsch, 2008).

#### 4.1.1 Choix du vibroremplacement par rapport au vibrocompactage

Les vibrations engendrées lors du processus de vibrocompaction sont majoritairement horizontales et augmentent la densité relative du sol si le contenu granulaire est supérieur ou égal à 90%. Mais l'impact est relativement peu important pour les sols cohésifs comme les argiles et les silts. Dans ces cas-là on utilisera plutôt le vibroremplacement avec une colonne de granulats à grand angle de frottement [Figure 4.1] (McCabe et al., 2007).

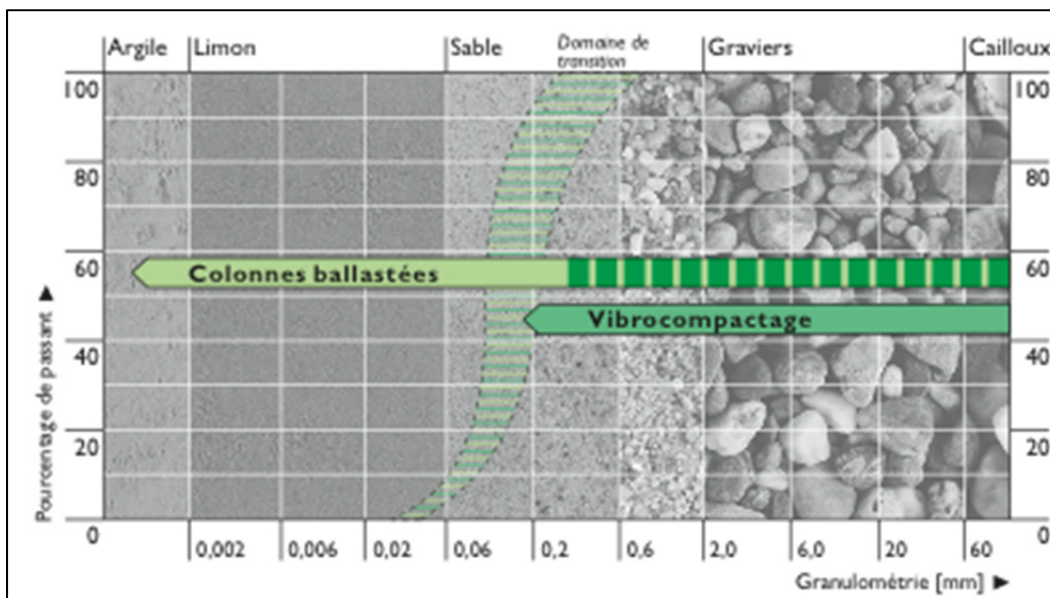


Figure 4.1 Choix de la vibrocompaction ou du vibroremplacement  
Tirée de Keller Group (2010)

Une amélioration significative du sol peut être atteinte avec les colonnes ballastées (Egan et al., 2009). Les colonnes ballastées sont de plus en plus utilisées pour les sites composés d'argile molle, comme une alternative économique à la solution traditionnelle des fondations profondes (McCabe et al., 2007; Serridge et Sarsby, 2009).

#### 4.1.2 Technique d'installation

Le traitement à l'aide d'une colonne de pierre consiste à remplir un forage de gravier, compacté le plus généralement à l'aide de vibrocompacteurs (parfois un compactage dynamique est préféré) [Figure 4.2].

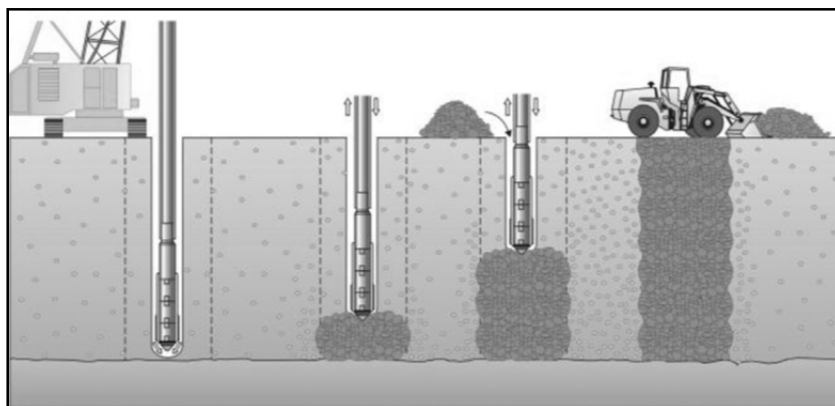


Figure 4.2 Méthode d'amélioration à l'aide d'une colonne de pierre  
Tirée de Hussin (2006b)

Deux méthodes existent pour installer des colonnes ballastées (McCabe et al., 2007) :

- 1) « top feed » : on enfonce le vibreur jusqu'au fond, on le retire, puis on le remet pour compacter (vibrer) les granulats (40-75 mm). Cette technique est viable si le trou reste ouvert durant l'opération;
- 2) « bottom feed » : granulats plus fins (15-45 mm), injectés en continu dans un vibreur à sas [Figure 4.3] et sortant par l'extrémité. Idéal pour les sols avec nappe phréatique ou sable filant. Cette méthode est applicable par voie sèche (le fluide de lancement utilisé est de l'air) et par voie humide (le fluide de lancement utilisé est de l'eau).

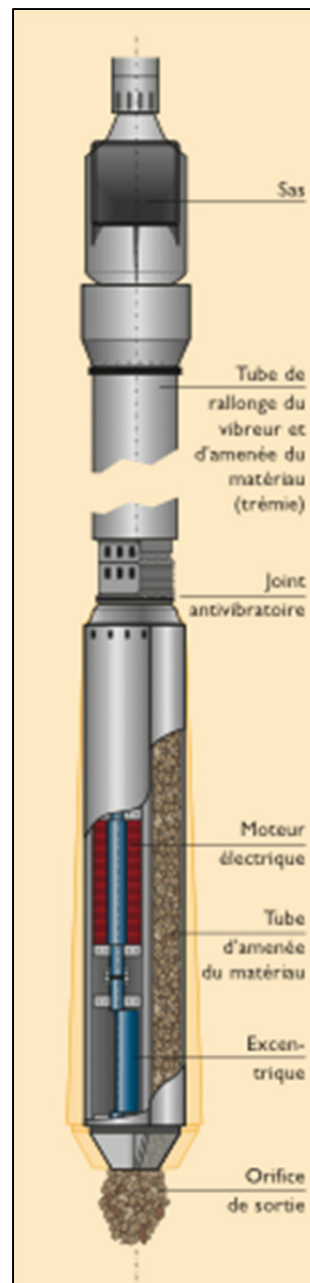


Figure 4.3 Vibreux à sas, servant à l'installation des colonnes ballastées par « bottom feed »  
Tirée de Keller Group (2010)



## Maillage

Les maillages adoptés sont soit triangulaires, soit carrés [Figure 4.4]. Dans chacun des cas on calcule le ratio de remplacement ( $A_c/A$ =aire du sol remplacé / aire du sol), à partir de la formule du Tableau 4.1 en se basant sur la distance centre-à-centre des colonnes ( $s$ ) et leur rayon ( $r$ ).

Tableau 4.1 Calcul du ratio de remplacement en fonction du type de maillage

Formule générale	Maillage Carré	Maillage triangulaire
$\frac{A_c}{A} = k \left( \frac{r}{s} \right)^2$	$k = \pi$	$k = \frac{2\pi}{\sqrt{3}}$

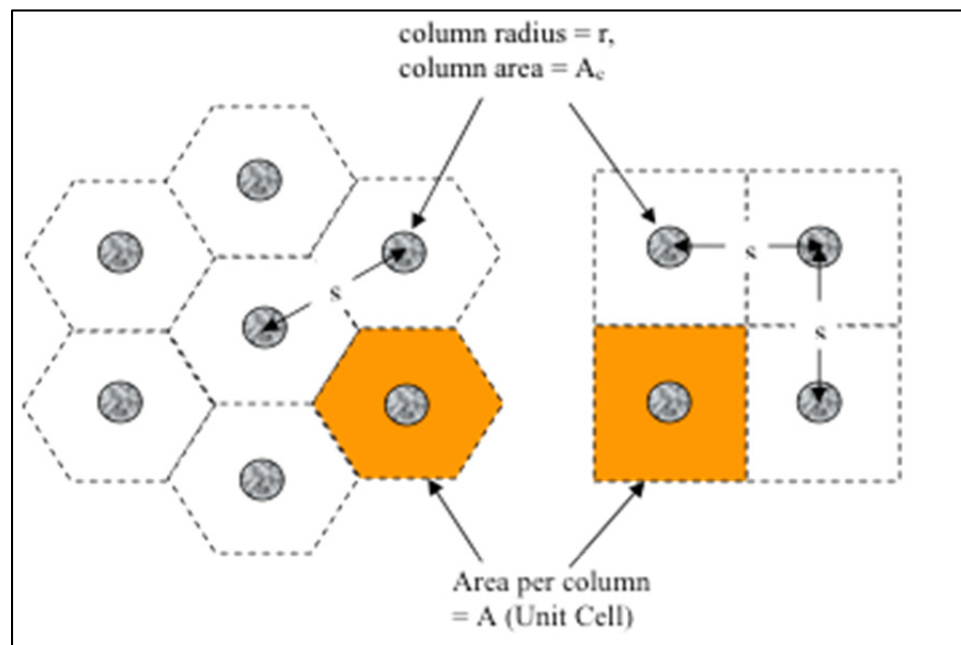


Figure 4.4 Maillages classiques  
Tirée de McCabe et al. (2007)

#### 4.1.3 Effets d'installation

Le vibroremplacement présente de nombreux avantages (McCabe et al., 2007; Weber et al., 2009):

- il augmente la capacité portante, les colonnes supportant une partie de la charge appliquée. Au début le transfert de charge est moins important pour la colonne, et il augmente lors de la consolidation (lorsque le sol se draine);
- il réduit la compressibilité;
- il homogénéise les propriétés du sol (lorsque la grille est régulière) et donc réduit le tassement différentiel;
- il sert également de drainage vertical et accélère ainsi la dissipation de la surpression interstitielle;
- il est moins cher que les pieux au mètre et d'autre part la tête « souple » de la colonne permet d'utiliser des fondations standard au lieu de fondations renforcées;
- il réduit la migration des particules fines, qui pourrait boucher le drainage de la colonne;
- Même si la pression de pore augmente au cours d'un séisme, le cisaillement sera partagé entre le sol et les colonnes.

Néanmoins, ces avantages sont obtenus au prix de certains efforts ou inconvénients (McCabe et al., 2007):

- contrôle qualité rigoureux lors de la mise en place;
- contrat attribué à des firmes spécialisées;
- retour d'expérience plus faible que pour les pieux;
- vibrations à contrôler et à limiter lors de l'installation.

Lors de l'installation des colonnes on remarque un soulèvement du sol entre les colonnes, mais ce n'est pas un critère important à mesurer. Bien que ce soit inévitable (en général le gonflement représente environ 30% du volume de ballast installé pour de petits groupes, ce qui traduit bien une densification du sol...), cela n'altère pas la performance du système (Egan et al., 2009).

Il est possible de remarquer une augmentation de la pression interstitielle lors du fonçage du dispositif de dépôt du ballast. La pression de pore atteint ainsi un niveau quasi statique assez élevé après la construction de la colonne et augmente encore un peu avec la construction de colonnes adjacentes. Lorsque l'argile se consolide dans les quelques semaines suivant l'installation des colonnes, la pression interstitielle redescend. En général ce processus est fini lors la première phase de construction (Egan et al., 2009).

Des chercheurs ont mesuré la dissipation de cette pression interstitielle, par drainage, et il a été remarqué que ce processus a été environ 10 fois plus rapide que ce qui avait été prévu en théorie, sûrement à cause de la création de fractures dans le sol durant la construction des colonnes (Egan et al., 2009). D'autres chercheurs ont montré que ce phénomène était lié au temps d'installation des colonnes : les pressions interstitielles ont regagné leur niveau normal après 6 jours pour les colonnes installées en 15 à 20 minutes, et 48 jours pour les colonnes installées en 30 min ou plus. Il faut donc minimiser le temps d'installation pour les colonnes en sol sensible et à grains fins (Serridge et Sarsby, 2009).

Les effets de l'installation sont (Kirsch, 2006; 2008):

- augmentation de la contrainte et de la rigidité du sol entourant la colonne;
- le sol adjacent à la colonne est déplacé et remanié durant l'installation. Le déplacement engendre une augmentation dans l'état de contrainte et la rigidité du sol à une distance égale à 4 fois le diamètre de la colonne pour une colonne seule, et 8 fois le diamètre des colonnes pour un groupe de colonnes;
- l'excitation dynamique à proximité des colonnes neutralise l'augmentation initiale de la contrainte et de la rigidité;
- ces augmentations peuvent être considérées comme permanentes dans les sols qui n'ont pas tendance à fluer, c'est-à-dire les sols qui ont une part importante de matériaux non cohésifs;
- l'installation des colonnes à proximité d'un bâtiment devrait toujours se faire en allant vers le bâtiment.

## Tassement

Le vibroremplacement est censé réduire le tassement de la fondation [Figure 4.5] mais il est des cas, où le remaniement du sol engendré par l'installation des colonnes peut induire le phénomène inverse. Des chercheurs rapportent un cas où les fondations sur sol traité ont tassé 2 fois plus (en moyenne) que les fondations sur sol non traité (à cause de la « croute » au-dessus de l'argile qui peut être endommagée lors de l'installation des colonnes de ballast), pour les charges faibles. Aux charges élevées le phénomène s'est inversé, et le sol non traité a présenté les caractéristiques d'une rupture alors que le sol traité s'est bien comporté (Serridge et Sarsby, 2009).

La méthode préférée par les ingénieurs pour évaluer le tassement est celle de Priebe (McCabe et al., 2007). Dans cette méthode on calcule un facteur d'amélioration  $n = \text{tassement sans traitement} / \text{tassement avec traitement}$ . Les formules proposées par Priebe sont développées sur des hypothèses qui varient, et apparaissent complexes d'utilisation pour le design à cause du caractère semi empirique de la méthode. Il y a également des zones d'ombres pour le passage d'un facteur d'amélioration à l'autre. Il apparaît qu'il y a des erreurs dans la formule du module œdométrique, et que les expressions des facteurs d'amélioration varient d'une publication à l'autre. Malgré ces quelques défauts, la méthode reste valide (même résultats que les modèles linéaires élastiques), largement utilisée et simple d'utilisation (Bouassida et al., 2009).

La modélisation numérique pour le tassement est complexe, et incertaine (jusqu'à 300% d'écart), même en 3D. Lorsque l'on considère un modèle 2D, le ratio d'aire traitée est considérablement augmenté, il faut donc l'ajuster pour rester réaliste (Weber et al., 2009).

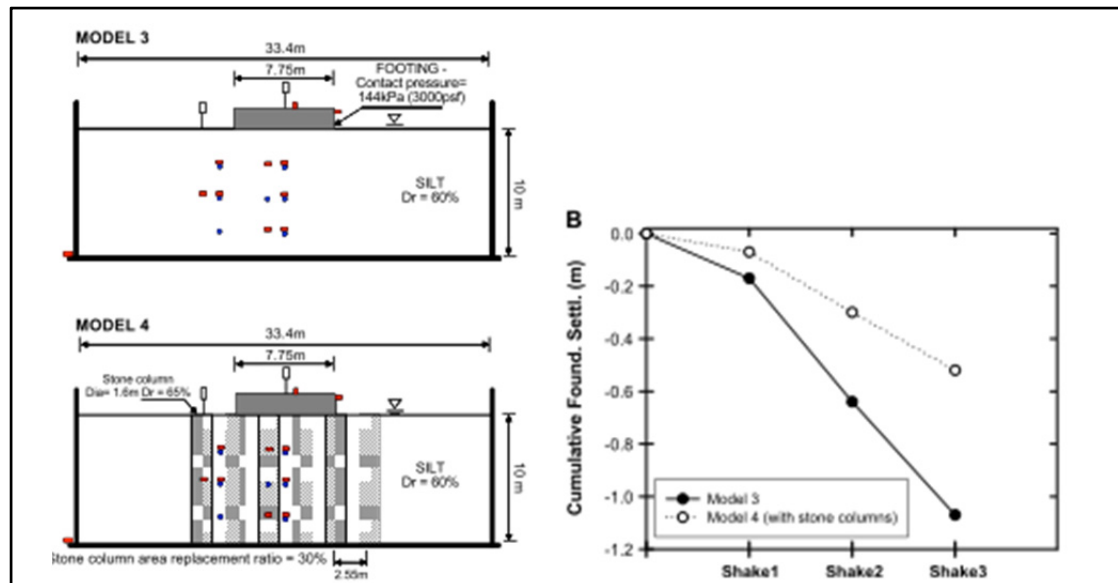


Figure 4.5 Comparaison du tassement pour une fondation sur sol traité et sur sol non traité  
Tirée de Adalier et Elgamal (2004)

#### 4.1.4 Propriétés des colonnes ballastées

##### Diamètre et déformations de la colonne

Le mécanisme de transfert de charge est différent pour une colonne ballastée par rapport à celui d'un pieu [Figure 4.6]. Le gonflement de la colonne de pierre permet d'utiliser la résistance latérale du sol. Le gonflement est en général plus important en haut de la colonne (pression de surcharge plus faible) (McCabe et al., 2007). Le diamètre de la colonne est donc connu à peu près, ce qui rend le calcul de densité difficile. La densité mesurée in situ augmente significativement avec la profondeur. De même la non uniformité augmente avec la profondeur (Herle et al., 2009).

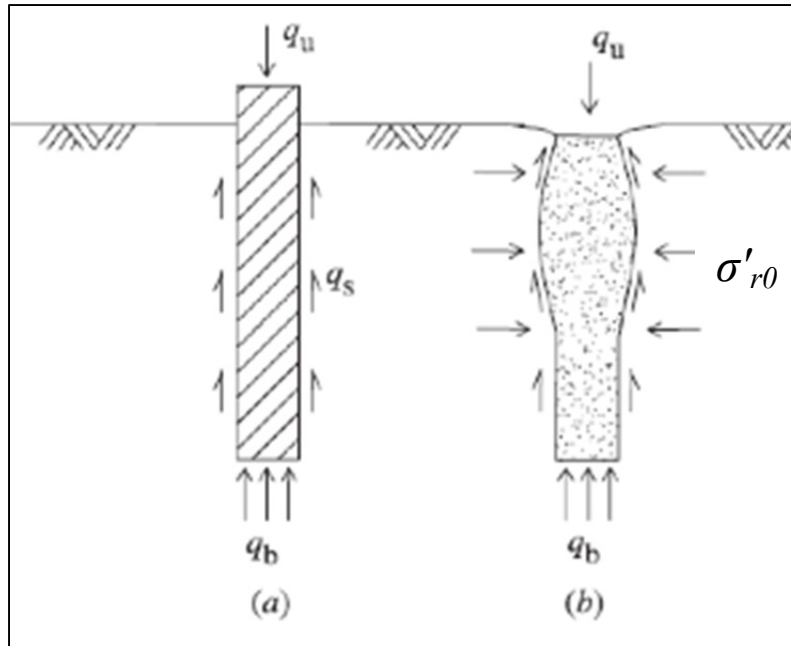


Figure 4.6 Mécanismes de transfert de charges pour un pieu rigide (a)  
et pour une colonne ballastée (b)  
Tirée de McCabe et al. (2007)

Lorsque l'on a  $L/d=6$ , le gonflement se produit sur toute la longueur de la colonne, lorsque  $L/d=10$ , il survient seulement dans la partie haute, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de transfert de charge dans la partie basse de la colonne. On parle donc de longueur critique  $L=6d$  (McCabe et al., 2007).

#### Capacité portante des colonnes ballastées :

La contrainte verticale maximale admissible dans une colonne est exprimée par l'équation suivante :

$$q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} (\sigma'_{r0} + 4c) \quad (4.1)$$

où  $\phi'$  est l'angle de frottement du matériau granulaire,  $c$  est la résistance au cisaillement non drainé, et  $\sigma'_{r0}$  est la contrainte latérale effective en champ libre (McCabe et al., 2007).

Une amélioration importante de la capacité portante requiert généralement un ratio de remplacement de 25% ou plus (McCabe et al., 2007).

### **Angle de frottement du matériau granulaire**

Un gravier avec des grains de taille uniforme est sensible à la pression : son angle de frottement diminue plus avec l'augmentation de pression. De même il a été remarqué que généralement, la sensibilité à la pression augmente avec la taille des grains. On peut aussi noter que l'angle de frottement diminue lorsque la densité diminue (Herle et al., 2009). Les tests de cisaillement à grande échelle montrent qu'on peut atteindre des angles de frottement supérieurs à  $50^\circ$  dans la plupart des cas, ce qui signifie que la valeur de  $40^\circ$  couramment employée est trop conservatrice (Herle et al., 2009).

## **4.2 Évaluation de la capacité portante d'un sol traité par vibroremplacement**

### **4.2.1 Méthode intégrale de Priebe**

La méthode de Priebe propose de calculer un facteur d'amélioration du sol inerte dû à l'effet des colonnes ballastées. Grâce à ce facteur d'amélioration, le module de déformation du système composite augmente alors que le tassement est réduit. Tous les calculs subséquents seront effectués en suivant les notations présentées en Figure 4.7 :

Notations pour la méthode de Priebe			
A	Aire par colonne	P	Charge surfacique p/r pression de fondation
b	Largeur de la fondation	s	Tassement
c	Cohésion	W	Poids
d	Profondeur de traitement	$\alpha$	Facteur de réduction en design sismique
$d_{Gr}$	Profondeur de rupture de sol	$\gamma$	Poids volumique
$f_d$	Facteur de profondeur	$\eta$	Sécurité contre la rupture du sol
K	Coefficient de pression des terres	$\mu$	Coefficient de Poisson
M	Charge proportionnelle sur les colonnes	$\sigma_{of}$	Capacité portante
n	Facteur d'amélioration	$\varphi$	Angle de frottement

Usuellement, l'indice c fait référence à la colonne de ballast, et l'indice s au sol. À l'exception de  $K_0$ , coefficient de pression des terres au repos ( $K_a$  pour la pression active), l'indice 0 est relatif à une valeur initiale.

Figure 4.7 Notations pour la méthode de Priebe  
Adaptée de Priebe (1995)

### Détermination du facteur d'amélioration

Le facteur d'amélioration est déterminé pour les conditions idéales suivantes :

- la colonne est sur une couche rigide,
- les matériaux de la colonne sont incompressibles,
- la masse volumique de la colonne et du sol est négligée.

Le résultat est exprimé sous la forme du facteur d'amélioration basique  $n_0$  (qui est égal au tassement avant traitement divisé par le tassement après traitement).

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{0,5 + f(\mu_s, A_c / A)}{K_{aC} \cdot f(\mu_s, A_c / A)} - 1 \right] \quad (4.2)$$

où

$$f(\mu_s, A_c / A) = \frac{(1 - \mu_s)(1 - A_c / A)}{1 - 2\mu_s + A_c / A} \quad (4.3)$$

et

$$K_{aC} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (4.4)$$



L'indice c se réfère aux propriétés du matériau de remplacement utilisé pour la colonne de ballast, l'indice s se rapporte aux propriétés du sol.

### La compressibilité de la colonne.

Les matériaux de remblais compactés de la colonne sont toujours compressibles. En tant qu'approximation, la compressibilité des matériaux de la colonne peut être considérée en utilisant un facteur d'amélioration restreint  $n_1$ . Ce facteur résulte du développement de la formule du facteur d'amélioration basique  $n_0$  lorsque le ratio de surface  $A/A_c$  est augmenté par l'ajout de  $\Delta(A/A_c)$  :

$$n_1 = 1 + \frac{\overline{A_c}}{A} \left[ \frac{0,5 + f(\mu_s, \overline{A_c}/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, \overline{A_c}/A)} - 1 \right] \quad (4.5)$$

où

$$\frac{\overline{A_c}}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)} \quad (4.6)$$

et

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1 \quad (4.7)$$

et

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4K_{ac}(n_0 - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)} \pm \sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(n_0 - 2) + 5}{4K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16K_{ac}(n_0 - 1)}{4K_{ac} - 1}} \quad (4.8)$$

Note : pour  $\varphi_c \leq 37^\circ$  on prend le signe – dans l'équation de  $(A_c/A)_1$ , au-delà de cette valeur on prend le +.

### Prise en compte de la surcharge

Le fait de négliger la masse volumique de la colonne et du sol signifie que la différence de pression initiale entre la colonne et le sol dépend uniquement de la distribution de charge des fondations (p) sur les colonnes et le sol, et cela serait constant tout au long de la colonne. En

fait, le poids des colonnes ( $W_c$ ) et du sol ( $W_s$ ) peut dépasser les charges extérieures et doit donc de ce fait leur être ajouté. Avec la prise en considération de ces charges supplémentaires, la différence de pression initiale décroît et le gonflement du sol est réduit significativement. En d'autres mots, en augmentant la surcharge, les colonnes sont mieux supportées latéralement et peuvent ainsi assurer une meilleure capacité portante.

Le ratio de la différence de pression initiale et celui dépendant de la profondeur (le facteur de profondeur  $f_d$ ) nous donne une valeur par laquelle le facteur d'amélioration  $n_1$  augmente jusqu'au facteur d'amélioration final  $n_2 = f_d \times n_1$  en tenant compte de la pression de surcharge ( $p$ ). Le facteur de profondeur ( $f_d$ ) est calculé à partir de l'hypothèse d'une décroissance linéaire de la différence de pression comme il en résulte de la ligne de pression :

$$(p_c + \gamma_c \cdot d) \cdot K_{ac} \quad \text{et} \quad (p_s + \gamma_s \cdot d) \quad (K_s = 1) \quad (4.9)$$

Il faut toutefois prendre en compte qu'avec la décroissance des déformations latérales, le coefficient de la poussée des terres dû aux colonnes passe de la valeur active ( $K_{ac}$ ) à valeur au repos ( $K_{0c}$ ).  $K_{ac} > K_{0c}$ .

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - W_s/W_c}{K_{0c}} \frac{W_c}{p_c}} \quad (4.10)$$

où

$$p_c = \frac{p}{\frac{A_c}{A} + \frac{1 - A_c/A}{p_c/p_s}} \quad (4.11)$$

et

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{0,5 + f(\mu_s, \overline{A_c/A})}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, \overline{A_c/A})} \quad (4.12)$$

$$W_c = \sum (\gamma_c \cdot \Delta d) \quad \text{et} \quad W_s = \sum (\gamma_s \cdot \Delta d) \quad (4.13)$$

$$K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c \quad (4.14)$$

Pour des raisons de sécurité, il est préférable de choisir la valeur la plus faible pour  $\gamma_s$ . Les facteurs  $n$  ainsi calculés nous permettent d'obtenir un nouvel angle de frottement  $\bar{\varphi}$  et une nouvelle cohésion  $c'$  grâce aux équations 4.15 à 4.17.

$$m' = \frac{(n - 1)}{n} \quad (4.15)$$

$$c' = (1 - m')c_s \quad (4.16)$$

$$\tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s \quad (4.17)$$

### Contrôle de compatibilité

Lorsque le sol est considéré comme dense ou rigide, le facteur de profondeur se calcule à partir du ratio de modules contraints :

$$f_d \leq \frac{D_c/D_s}{p_c/p_s} \quad (4.18)$$

Un facteur de profondeur inférieur à 1 n'est pas envisageable, même s'il est obtenu par calcul. Dans un tel cas, un second contrôle de compatibilité est impérativement requis. Ce deuxième contrôle se fait avec la valeur maximum du facteur d'amélioration.

$$n_{\max} = 1 + \frac{A_c}{A} \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right) \quad (4.19)$$

### Capacité portante d'une semelle isolée ou d'une semelle filante

Une méthode simple existe pour calculer facilement la capacité portante de semelles isolées ou filantes sur des sols traités par vibroremplacement. Il faut d'abord déterminer une largeur fictive de semelle  $\bar{b}$  en utilisant l'angle de frottement interne  $\bar{\varphi}$  du sol traité sous la semelle et  $\varphi_s$  l'angle de frottement du sol naturel (avant traitement). Si la frontière de traitement

coïncide avec le bord de la semelle (ce qui est généralement le cas, mais pas nécessairement) il en résulte la formule suivante :

$$\bar{b} = b \cdot e^{\left[ \arccos(45^\circ - \bar{\varphi}/2) \tan \bar{\varphi} - \arccos(45^\circ - \varphi_s/2) \tan \varphi_s \right]} \frac{\sin(45 + \bar{\varphi}/2)}{\sin(90 - \bar{\varphi})} \cdot \frac{\sin(90 - \varphi_s)}{\sin(45 + \varphi_s/2)} \quad (4.20)$$

Puis, pour la largeur fictive de semelle, la capacité portante est déterminée en utilisant l'angle de frottement du sol non traité  $\varphi_s$  et une cohésion moyenne selon la proportion de la largeur fictive de la semelle et de la largeur de la ligne de glissement en dehors de la semelle. Dans un sol purement cohésif, la largeur de la fissure est égale à la largeur de la semelle, ce qui nous mène à une cohésion moyenne  $c''$  de :

$$c'' = (c' + c_s) / 2 \quad (4.21)$$

Où  $c'$  est la cohésion du sol traité et  $c_s$  est la cohésion du sol non traité. Pour les fondations sur des sols stratifiés, la valeur du cisaillement varie selon la profondeur. La détermination de la capacité portante via le code Allemand DIN 4017 devient plus complexe avec la largeur fictive car la largeur change à chaque couche.

### Comparaison des résultats de la méthode de Priebe à des cas réels

Douglas (2012) a présenté une revue de la littérature comparant les tassements estimés par la méthode de Priebe à des mesures effectuées in situ après installation de colonnes ballastées. Il ressort que la méthode de Priebe est plutôt conservatrice (pour 89% des cas étudiés) [Figure 4.8]. Cependant Douglas (2012) ajoute que l'efficacité du traitement de sol par vibroremplacement dépend des conditions spécifiques du site, de l'intensité de la charge, de la flexibilité de la fondation, de la technique d'installation et du matériaux de remplacement. Enfin, l'auteur conclut son étude en indiquant qu'il y a encore trop peu d'étude de cas sur le terrain pour permettre une compréhension totale du comportement des sols traités par colonnes de ballast.

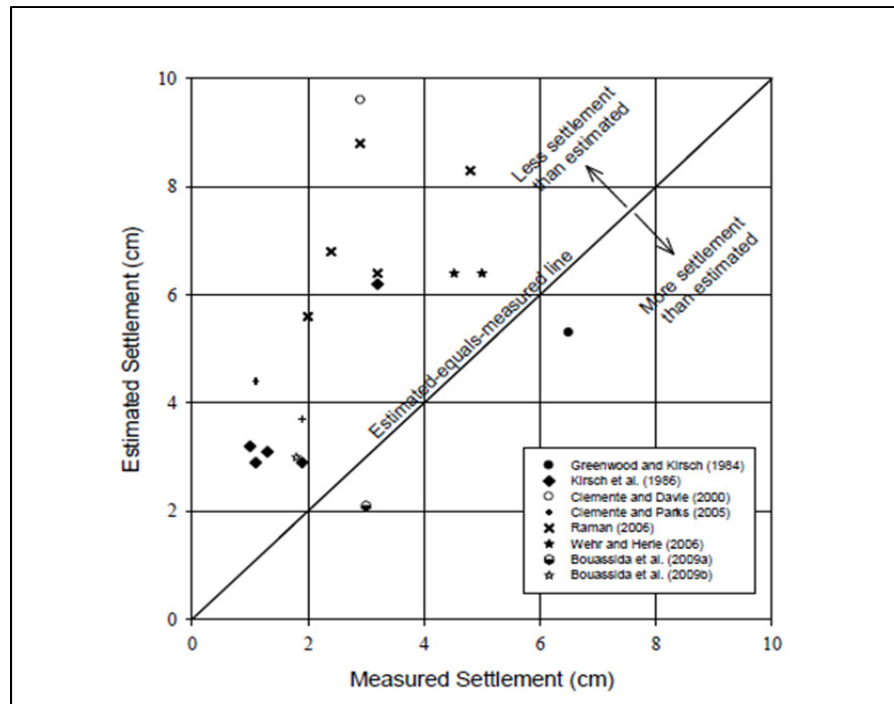


Figure 4.8 Comparaison des tassements estimés avec la méthode de Priebe aux mesures in situ  
Tirée de Douglas (2012)

#### 4.2.2 Évaluation des propriétés du sol post traitement (Baez)

L'amélioration de la densité des sols granulaires basée sur les tests de résistance à la pénétration (SPT ou CPT) est le moyen le plus commun et pratique de mesurer les résultats après l'installation d'une colonne par vibroremplacement. Le pressiomètre peut aussi être utilisé.

La compilation des résultats pour les SPT/CPT avant et après traitement du sol résulte de l'étude de 18 cas historiques. Des relations expérimentales qui décrivent l'amélioration espérée pour un prétraitement de surcharge donné corrigé par SPT/CPT, ont été développées.

### Évaluation de l'amélioration de la densification par le modèle SPT.

Près de 400 valeurs ont servi à établir la fonction mathématique expérimentale décrivant l'amélioration de la densification,  $n$ , comme une fonction de prétraitement normalisée SPT. Il est préférable d'utiliser cette fonction pour un design préliminaire. Les équations sont écrites ci-dessous par ordre de ratio de surface de remplacement croissante,  $A_r$ , et présentées dans le Figure 4.9 sous forme graphique. La variable  $X$  dans les équations suivantes représente le résultat au SPT avant traitement.

$$A_r \sim 7,1\% \quad n = \frac{1}{(0,18226 + 0,01996X)} \quad (4.22)$$

$$A_r \sim 10,2\% \quad n = \frac{1}{(0,09882 + 0,0226X)} \quad (4.23)$$

$$A_r \sim 12,1\% \quad n = \frac{1}{(0,057875 + 0,02402X)} \quad (4.24)$$

$$A_r \sim 15,4\% \quad n = \frac{1}{(0,03397 + 0,02361X)} \quad (4.25)$$

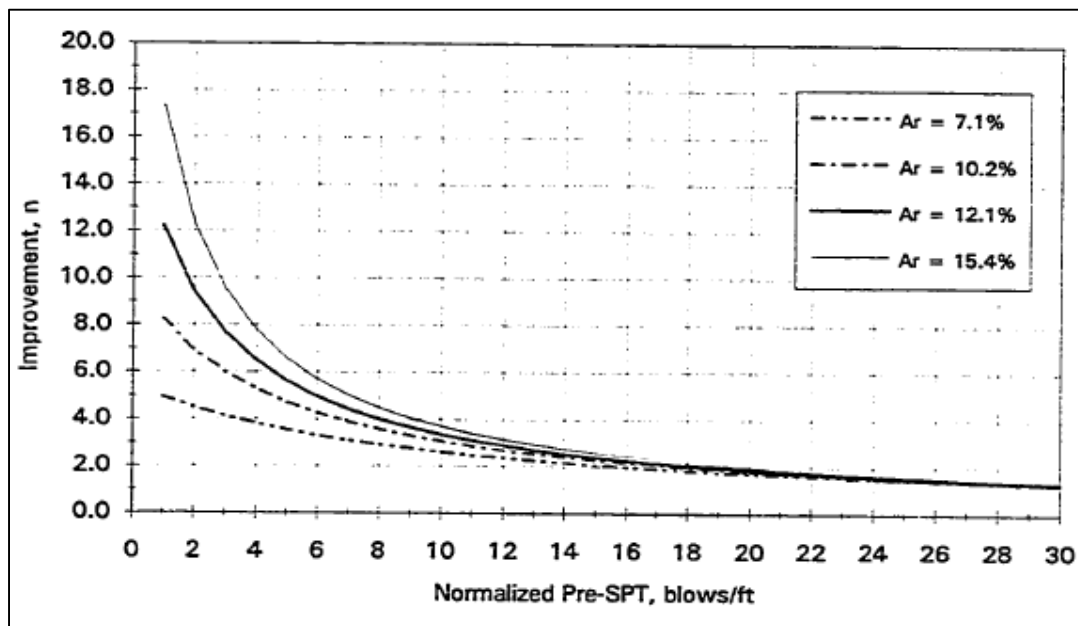


Figure 4.9 Courbes s'accordant le plus avec l'amélioration observée par SPT  
Tirée de Baez Satizabal (1995)

Pour le moment, le concepteur doit s'intéresser au choix du ratio de surface de remplacement basé sur les valeurs SPT connues et répertoriées (6 coups/pied), qui devra être améliorée jusqu'à une valeur finale correspondant au critère de non liquéfaction (en général 30 coups/pied, mais cette valeur peut varier en fonction de la compacité du sol et de l'accélération de conception).

Dans ce cas, les équations précédentes peuvent être étendues simplement en multipliant le facteur d'amélioration,  $n$ , par la valeur pré normalisée SPT,  $X$ .

$$A_r \sim 7,1\% \quad \text{POST} - \text{SPT} = \frac{X}{(0,18226 + 0,01996X)} \quad (4.26)$$

$$A_r \sim 10,2\% \quad \text{POST} - \text{SPT} = \frac{X}{(0,09882 + 0,0226X)} \quad (4.27)$$

$$A_r \sim 12,1\% \quad \text{POST} - \text{SPT} = \frac{X}{(0,057875 + 0,02402X)} \quad (4.28)$$

$$A_r \sim 15,4\% \quad \text{POST} - \text{SPT} = \frac{X}{(0,03397 + 0,02361X)} \quad (4.29)$$

Ces équations peuvent être simplifiées en une seule équation car elles représentent toutes des fonctions hyperboliques du premier ordre où seuls les coefficients constants varient. La fonction exponentielle [4.42] est considérée comme la plus juste et correspondant le mieux aux valeurs calculées et attendues (Baez Satizabal, 1995).

$$(A + 40B) = 1 \quad (4.30)$$

$$A = 0,776 \times 1,121E - 09^{A_r} \quad (4.31)$$

L'équation simplifiée résultante [4.32] permet le calcul de valeurs au SPT après traitement, connaissant le ratio de surface de remplacement et les résultats au SPT avant traitement du sol. Cette équation peut aussi être arrangée pour estimer le ratio de surface de remplacement basé sur les valeurs du pré et post SPT comme montré en [4.33].

$$POST - SPT = \frac{X}{0,776 \times 1,121E - 09^{A_r} + \left[ 0,025 - 0,0194(1,121E - 09^{A_r}) \right]} \quad (4.32)$$

$$A_r = -\frac{1}{20,61} \ln \left[ \left( \frac{X}{0,776 - 0,0194X} \right) \left( \frac{1}{Y} - 0,025 \right) \right] \quad (4.33)$$

Où  $X$  est la valeur pré SPT,  $Y$  est la valeur post SPT, et  $A_r$  le ratio de surface de remplacement.

En général, lorsque les données SPT sont fournies, on peut utiliser la corrélation suivante pour estimer un angle de frottement équivalent  $\Phi'$  pour le sol et ainsi déterminer une nouvelle capacité portante (Wolff 1989, Peck 1974).

$$\phi'(\text{deg}) = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054 \left[ (N_1)_{60} \right]^2 \quad (4.34)$$

### Évaluation de l'amélioration de la densification par le modèle CPT.

Le modèle d'amélioration de la densification CPT est basé sur 3 ratios de surface de remplacement, respectivement 4,1%, 9,6%, et 11,3%.

Le Tableau 4.2 montre la matrice de coefficients calculés, A et B, pour la fonction hyperbolique générale du premier ordre décrivant l'amélioration espérée, N, comme une fonction de  $X$ , la résistance de la pointe au CPT avant installation des colonnes. La formule générale est la suivante :

$$N = I / (A + B * X) \quad (4.35)$$



Tableau 4.2 Coefficients (A, B) pour utilisation dans le modèle mathématique de densification utilisant le CPT  
Tiré de Baez Satizabal (1995)

Ar/FR	<1%	1% to 1.5%	1.51% to 2%	2.1% to 2.5%
4.1%	0.2363, 0.00402	0.3850, 0.003196	0.3741, 0.00626	0.9100, 0.0018
9.6%	0.1100, 0.00428	0.1851, 0.00410	0.1773, 0.00823	0.4313, 0.0113
11.3%	0.0678, 0.00437	0.1402, 0.00410	0.1206, 0.00902	0.2934, 0.0142

La matrice de valeur de ce tableau peut être simplifiée en trouvant une relation entre les coefficients A, B et les ratios de surface de remplacement pour chaque groupe de ratio de frottement. B est une fonction de A car l'amélioration,  $n$ , à la valeur d'amélioration limite est égale à 1.

Les équations présentées au Tableau 4.3 reflètent les facteurs théoriques et fournissent les relations entre les coefficients A et B pour les groupes de ratios de frottement pour former le modèle mathématique de prédiction CPT (Baez Satizabal, 1995).

Tableau 4.3 Équations de Baez Satizabal pour former le modèle de prédiction de résultats au CPT

	A	B
$F_r \leq 1\%$	$0,33216 - 2,33A_r$	$B = \frac{1 - A}{240}$
$1\% \leq F_r \leq 1,5\%$	$0,52491 - 3,4577A_r$	$B = \frac{1 - A}{200}$
$1,5\% \leq F_r \leq 2\%$	$0,518578 - 3,5349A_r$	$B = \frac{1 - A}{100}$
$2\% \leq F_r \leq 2,5\%$	$1,26142 - 8,593A_r$	$B = \frac{1 - A}{50}$

Les équations précédentes permettent le calcul de la résistance de la pointe au CPT après installation des colonnes ou du ratio de surface de remplacement,  $A_r$ .

$$F_r \leq 1\% \quad \text{POST} - \text{CPT} = \frac{x}{A_r(0,0097x - 2,33) + 0,0028x + 0,33216}$$

$$A_r = \frac{1}{(0,0097x - 2,33)} \left( \frac{x}{y} - 0,0028x - 0,33216 \right) \quad (4.36)$$

$$1\% < F_r \leq 1,5\% \quad \text{POST} - \text{CPT} = \frac{x}{A_r(0,0173x - 3,4577) + 0,00238x + 0,52491}$$

$$A_r = \frac{1}{(0,0173x - 3,4577)} \left( \frac{x}{y} - 0,00238x - 0,52491 \right) \quad (4.37)$$

$$1,5\% < F_r \leq 2\% \quad \text{POST} - \text{CPT} = \frac{x}{A_r(0,0353x - 3,5349) + 0,00481x + 0,518578}$$

$$A_r = \frac{1}{(0,0353x - 3,5349)} \left( \frac{x}{y} - 0,00481x - 0,518578 \right) \quad (4.38)$$

$$2\% < F_r \leq 2,5\% \quad \text{POST} - \text{CPT} = \frac{x}{A_r(0,17197x - 8,5983) + 0,00523x + 1,26142}$$

$$A_r = \frac{1}{(0,17197x - 8,5983)} \left( \frac{x}{y} + 0,00593x - 1,26142 \right) \quad (4.39)$$

Où  $x$  est la résistance de pointe « pré-CPT »,  $y$  est la résistance de pointe « post-CPT » désirée et  $A_r$  est le ratio de surface de remplacement.

Il est possible de remarquer [Équation 4.54] qu'il y a une différence entre les deux formules proposées, la constante multipliant  $x$  est soit 0.00593 ou 0.00523 selon le cas. Cette erreur (probablement une erreur de typographie), visible en Figure 4.10, a été volontairement reproduite pour respecter le texte original. Il reste cependant un doute quand à la formulation exacte.

for 2% < FR ≤ 2.5%,	$\text{Post-CPT} = \frac{x}{Ar(0.17197x - 8.5983 - 0.00523x - 1.26142)} \quad [4-33]$	[4-33]
$Ar = \frac{1}{(0.17197x - 8.5983)} \left( \frac{x}{y} + 0.00593x - 1.26142 \right) \quad [4-34]$		

Figure 4.10 Extrait de la thèse de Baez Satizabal.  
Tirée de Baez Satizabal (1995)

Il est extrêmement important de se rappeler que les équations de [4.47] à [4.54] ne sont applicables que pour les ratios de surface de remplacement entre 4% et 12%. Pour des ratios plus bas ou plus élevés, ces équations ne fonctionneront pas à cause de la relation linéaire utilisée pour évaluer le coefficient  $A$ .

Les données d'un test de cône de pénétration peuvent être utilisées pour obtenir la force non drainée des sols saturés à grains fins en utilisant les expressions suivantes :

$$s_u = \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{N_k} \quad (4.40)$$

$$N_k = 13 + \frac{5,5}{50} I_p \quad (4.41)$$

### 4.3 Diagramme logique

Cette section propose une procédure rigoureuse de conception des fondations sur sol traité, utilisant les méthodes de Baez ou Priebe (et donc considérant l'augmentation de la capacité portante liée à l'amélioration du sol). La Figure 4.11 présente les principales étapes à suivre lors de la conception d'une fondation superficielle sur un sol traité. Chacune des étapes est présentée en détails dans les paragraphes qui suivent.

- 1) l'étape 1 consiste à identifier les codes et normes en vigueur dans le pays où la fondation doit être installée. Pour les cas très particuliers ou dans le cas où les codes ne donnent pas d'information détaillée, il pourrait être utile de se référer à des articles scientifiques ou de

se tourner vers des chercheurs spécialisés. Il convient également de déterminer les cas de charge avec l'ingénieur en structure;

- 2) la deuxième étape consiste à établir le modèle stratigraphique du sol in situ : identifier au mieux possible les différentes couches de sol et déterminer leurs propriétés géotechniques par des essais in situ (CPT, SPT, géophone, etc.) ou des essais en laboratoire (oedomètre, triaxial, etc.);
- 3) la troisième étape consiste à présenter un « modèle géotechnique ». Ce modèle géotechnique est en fait une idéalisation des conditions de sol in situ, avec des couches de sol horizontales, infinies dans le plan horizontal, et avec des propriétés isotropes;
- 4) la quatrième étape consiste à définir les dimensions de la zone à traiter. Soit uniquement en profondeur afin que la hauteur de traitement recouvre la zone de sol sensible, soit en profondeur et en largeur (à partir d'abaques, de règles du pouce);
- 5) la cinquième étape consiste en la conception de la fondation en elle-même. Cette étape est constituée de plusieurs sous-étapes :
  - a) conception 1 (dimensions  $B_1$  et  $L_1$  pour la fondation)
    - i) déterminer le taux de remplacement visé  $A_r$ , choisir une largeur de traitement  $W$  (si cela n'a pas déjà été fait) et déterminer l'angle de frottement du matériau de remplacement  $\phi_c$ ;
    - ii) vérifier la capacité portante du sol à l'État Limite Ultime. Si les dimensions de la fondation permettent d'avoir une contrainte moyenne sur le sol inférieure à la capacité portante, on passe à la vérification à l'État Limite de Service, sinon on passe à l'étape Conception 2;
    - iii) vérifier le tassement de la fondation à l'État Limite de Service : si le tassement est dans les limites acceptables, la conception est finie, sinon on passe à l'étape Conception 2;
  - b) conception 2 : répéter les étapes précédentes (i, ii et iii) pour des dimensions  $B_2$  et  $L_2$  pour la fondation.

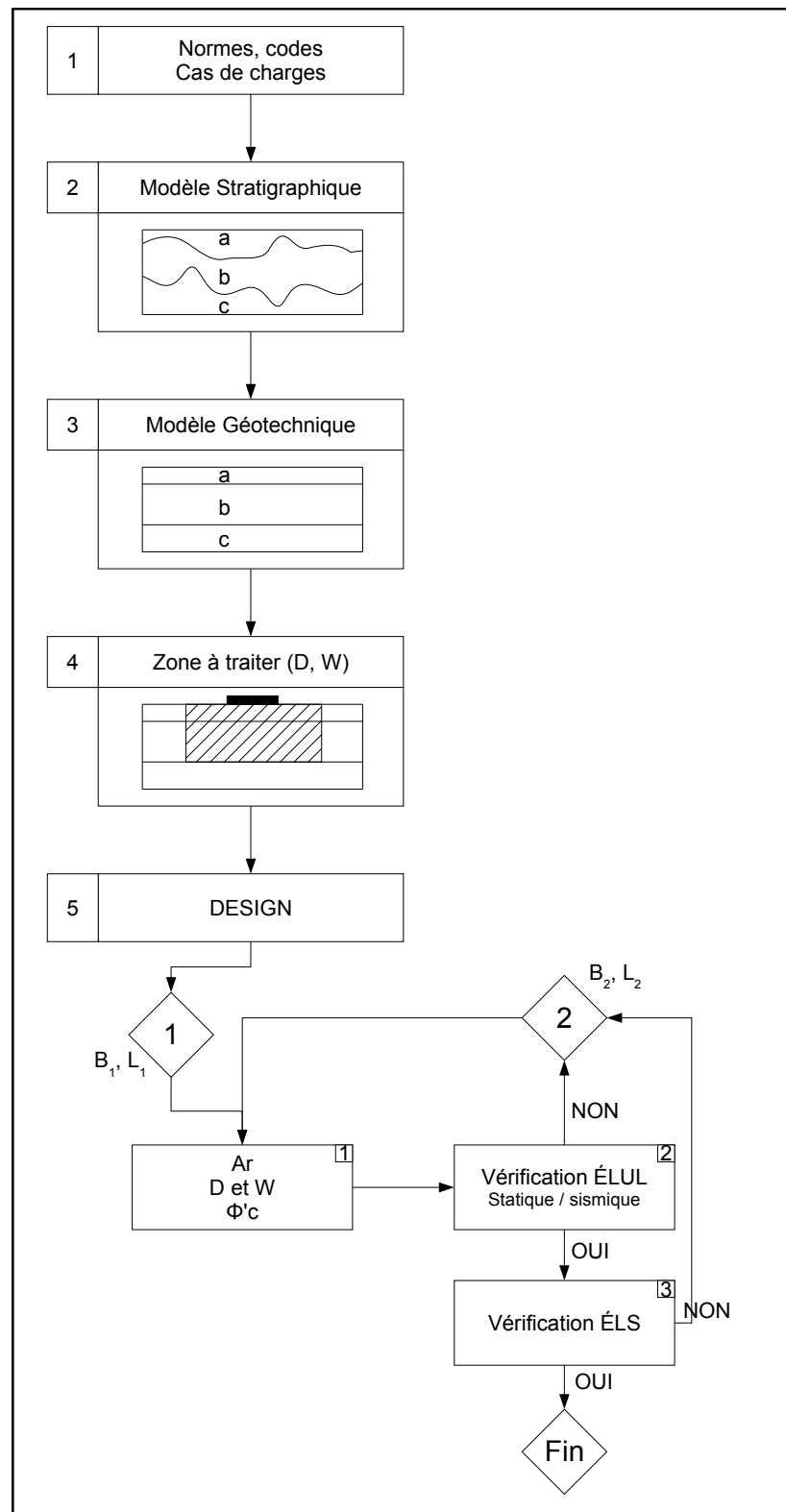


Figure 4.11 Méthodologie de conception d'une fondation superficielle sur sol traité

#### **4.4 Conclusions**

Ce chapitre a présenté une méthode d'amélioration des sols, le vibroremplacement, et les avantages qui découlent de ce type d'amélioration. Parmi les principaux avantages, l'homogénéisation des propriétés du sol, l'augmentation de la capacité portante, le drainage vertical et la réduction des tassements sont à retenir. Par la suite, le chapitre a introduit deux méthodes différentes pour l'évaluation des propriétés géotechniques des sols traités par vibroremplacement. La méthode de Priebe, qui assimile le sol traité à un matériau homogène équivalent, et la méthode de Baez, qui s'attache à déterminer les résultats à des tests géotechniques in situ (SPT et CPT) pour le sol situé entre les colonnes de ballast. Enfin, une procédure rigoureuse de conception des fondations sur sol traité a été présentée à l'aide d'un diagramme logique.

Cette thèse vise à proposer une méthode d'évaluation de la capacité portante à l'ÉLUL pour les fondations sur sol traité par vibroremplacement, en conditions statique et sismique. Cette approche globale s'appuie sur les différentes méthodes et modèles qui ont été présentés, comparés et critiqués dans les chapitres 1 à 4. Le détail de cette procédure de dimensionnement est présenté au chapitre 5.

## CHAPITRE 5

### **CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE À L'ÉTAT LIMITE ULTIME À L'AIDE DE MÉTHODES ANALYTIQUES : PROCÉDURES PROPOSÉES POUR LES SOLS TRAITÉS, EN CONDITIONS STATIQUES OU SISMQUES**

Actuellement le MCIF et la norme S6-06 ne proposent pas de méthode d'évaluation de la capacité portante considérant les forces d'inertie présentes dans le sol lors de sollicitations sismiques [Section 1.3, Chapitre 1]. Par ailleurs, ils n'indiquent pas non plus de méthode complète permettant l'évaluation de la capacité portante pour les sols traités [Chapitre 4]. Négliger les forces d'inertie dans le sol revient à surestimer la capacité portante sismique dans le cas des sols partiellement saturés, et également pour certains types de sols non saturés (Richards et al., 1993). Négliger l'augmentation de capacité portante due à l'amélioration du sol amenée par les colonnes ballastées revient à sous-estimer la capacité portante. Ainsi, se limiter strictement à l'utilisation des méthodes classiques, pour l'évaluation de la capacité portante, en conditions sismiques, pour des sols traités, ne permet pas d'être absolument certain du dimensionnement proposé, à moins de prendre des coefficients de sécurité élevés (ce qui peut engendrer des surcoûts inutiles). Ce chapitre vise donc à proposer des procédures analytiques, permettant le calcul de la capacité portante à l'ÉLUL, dans le cas de sols traités, et considérant les conditions sismiques. Les procédures proposées, sont implémentées dans un chiffrier appelé CaPoDyn (présenté en détails dans l'annexe V), et seront comparées dans le chapitre 6 et validées à l'aide d'un modèle numérique dans le chapitre 7.

Le chapitre présente comment les méthodes analytiques introduites dans les chapitres précédents sont utilisées afin d'estimer la capacité portante d'un sol à l'état limite ultime, traité ou non, en conditions statique ou sismique. Les résultats obtenus sont comparés aux méthodes traditionnelles et aux courbes enveloppes présentées dans le chapitre 2. Les annexes IV et V présentent le développement et l'implémentation dans le chiffrier CaPoDyn des différentes méthodes proposées dans ce chapitre. L'évaluation de la capacité portante par les méthodes classiques en conditions statique (Méthode M1) et sismique (méthode M2) a été présentée au chapitre 1. Les courbes enveloppes (Méthodes M3, M4 et M5) ont été

présentées au chapitre 2. Enfin, les Méthodes M6 à M9, pour les sols traités par vibroremplacement, se basent sur les travaux de Priebe et Baez, qui sont abordés dans le chapitre 4.

Le diagramme de la Figure 5.1 illustre les différentes approches proposées dans cette thèse pour l'évaluation de la capacité portante à l'état limite ultime à l'aide des méthodes analytiques et numériques. Ces dernières (modélisation avec FLAC) seront abordées dans les chapitres 7 à 10.



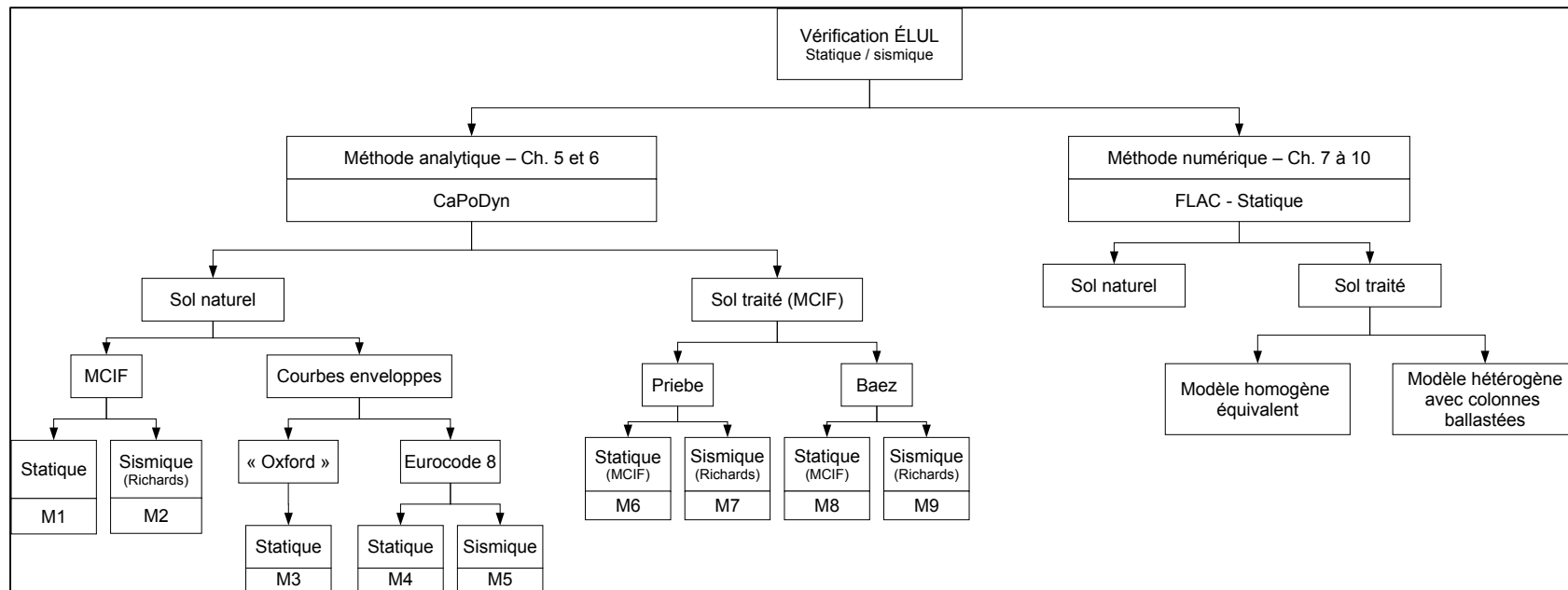


Figure 5.1 Évaluation de la capacité portante à l'État Limite Ultime à l'aide de méthodes analytiques et numériques

### 5.1 Calcul de la capacité portante sur sol naturel en conditions sismiques

L'évaluation de la capacité portante d'un sol naturel en conditions sismiques est faite par :

- 1) les méthodes classiques modifiées à l'aide des coefficients de capacité portante dynamique de Richards et al. (Méthode M2);
- 2) les courbes enveloppes de l'Eurocode 8 (Méthode M5).

La Méthode M2 propose d'appliquer les ratios de réduction des facteurs de capacité portante ( $N$ ) de Richards aux facteurs de capacité portante statique définis par le Manuel Canadien des Fondations. Cette approche est illustrée dans la Figure 5.2.

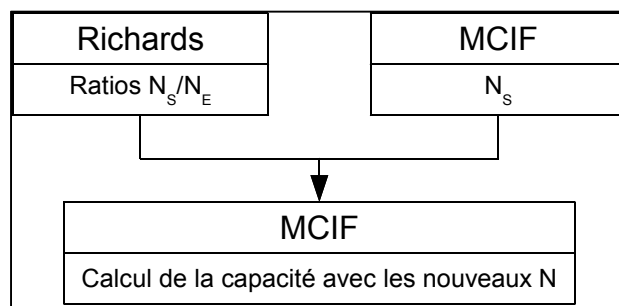


Figure 5.2 Calcul de la capacité portante sismique par les méthodes du MCIF et de Richards (Méthode M2)

La Méthode M5 est l'application directe de l'Eurocode 8 et n'est pas détaillée ici (elle a été présentée dans le chapitre 2, section 2.3.2).

### 5.2 Calcul de la capacité portante sur sol traité en conditions statiques

Cette section présente les méthodes analytiques proposées pour l'évaluation de la capacité portante sur sol traité, en conditions statiques.

### 5.2.1 Méthode de Priebe (Méthode M6)

La Méthode M6 propose d'utiliser les équations de Priebe pour évaluer la capacité portante statique sur sol traité par vibroremplacement. La méthode de Priebe permet de calculer un nouvel angle de frottement et une nouvelle cohésion pour un sol traité par vibroremplacement. Ces deux paramètres représentent les valeurs du système homogène « sol + colonnes ballastées ». Ces calculs passent par la détermination de facteurs d'améliorations  $n_i$  réunissant différentes conditions. Le facteur  $n_0$  étant calculé avec des conditions idéales, le facteur  $n_2$ , qui prend en compte la surcharge et la compressibilité de la colonne ballastée devra lui être préféré. Le nouvel angle de frottement  $\phi'$  et la nouvelle cohésion  $c'$  ainsi calculés permettront de calculer de nouvelles capacités portante lorsqu'ils seront combinés à une autre méthode, comme celle du MCIF [Figure 5.3].

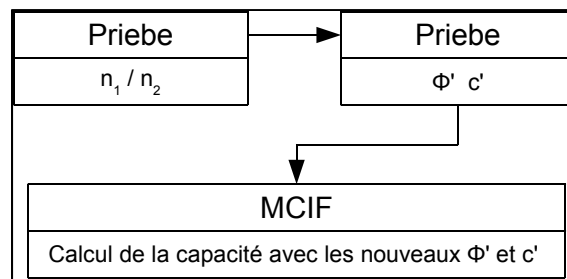


Figure 5.3 Calcul de la capacité portante statique sur sol traité par les méthodes du MCIF et de Priebe (Méthode M6)

### 5.2.2 Méthode de Baez (Méthode M8)

La Méthode M8 combine la méthode de Baez à celle du MCIF [Figure 5.4]. La méthode de Baez propose deux modèles, le modèle SPT et le modèle CPT. Le modèle SPT permet d'obtenir un nouvel angle de frottement  $\phi'$  grâce au  $N_{60}$ , la valeur SPT corrigée correspondant à 60% de l'efficacité du marteau, en utilisant la relation de Wolff [Eq. 4.34]. Le  $\phi'$  appliqué à d'autres méthodes permettra de calculer une capacité portante pour un sol traité par vibroremplacement [Figure 5.4 (a)].

Le modèle CPT quant à lui permet le calcul du cisaillement non drainé  $s_u$  grâce au facteur de cône  $N_k$  et à la relation de Hara et al. (1974). De la même manière, ce  $s_u$  servira à l'obtention d'une capacité portante d'un sol traité par vibroremplacement [Figure 5.4 (b)]. En effet, ce cisaillement non drainé nous convient car nous travaillons en conditions dynamiques ce qui induit des durées d'événement ne permettant pas le drainage du sol.

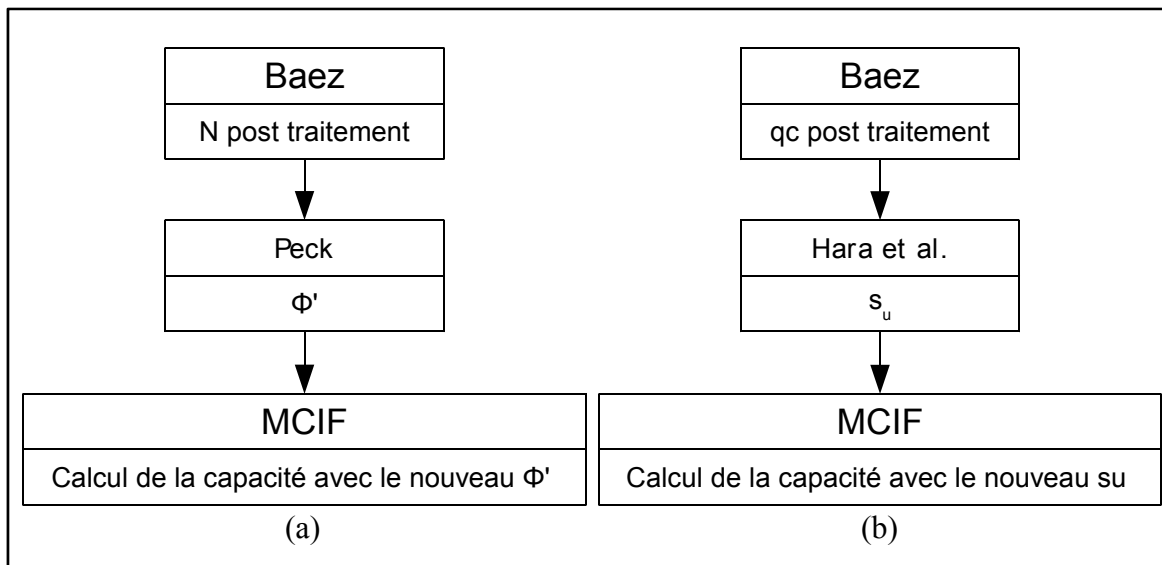


Figure 5.4 Calcul de la capacité portante statique sur sol traité par les méthodes du MCIF et de Baez (Méthode M8) : (a) SPT, (b) CPT

### 5.2.3 Courbes enveloppes (Méthodes M3, M4 et M5)

L'approche présentée à la Figure 5.5 est proposée pour déterminer la capacité portante pour les sols traités par vibroremplacement en conditions statiques à l'aide des courbes enveloppes. Elle combine l'évaluation des propriétés géotechniques du sol post-traitement avec la méthode de Priebe et les équations des courbes enveloppes (modèle Eurocode 8 ou Oxford). Cependant cette méthode soulève des questions quant à la méthode de calcul du la charge verticale maximale admissible ( $V_0$ ), et devrait être utilisée avec discernement.

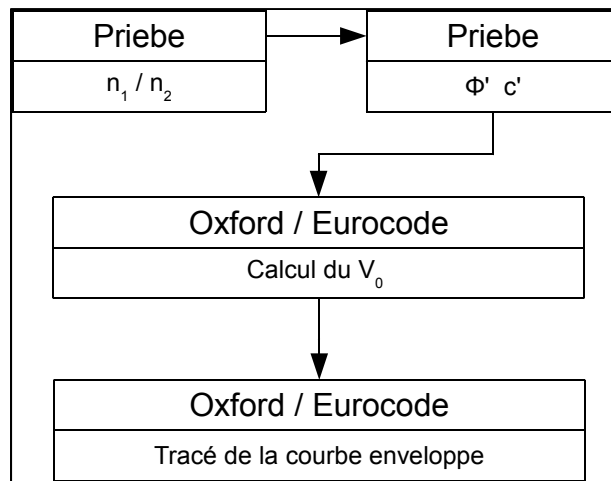


Figure 5.5 Calcul de la capacité portante statique sur sol traité par les méthodes des courbes enveloppes et de Priebe

### 5.3 Calcul de la capacité portante sur sol traité en conditions sismiques

Cette section présente les méthodes analytiques proposées pour l'évaluation de la capacité portante sur sol traité, en conditions sismiques. L'association des méthodes de Priebe ou Baez, et celle Richards permet le calcul de la capacité portante d'un sol traité par vibroremplacement en conditions dynamiques.

#### 5.3.1 Méthode de Priebe (Méthode M7)

La nouvelle cohésion et le nouvel angle de frottement calculés avec les équations de Priebe sont directement appliqués dans le calcul des facteurs de capacité de Richards. Ces nouveaux facteurs sont alors utilisés dans l'équation de la capacité portante définie par la norme [Figure 5.6].

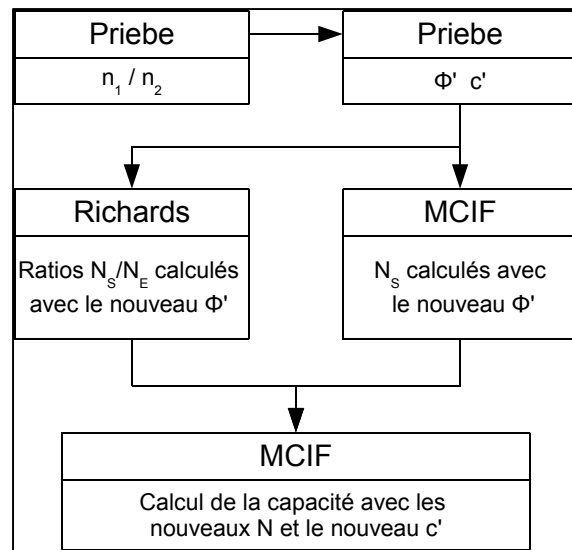


Figure 5.6 Calcul de la capacité portante sismique sur sol traité par les méthodes du MCIF, de Richards et de Priebe (Méthode M7)

### 5.3.2 Méthode de Baez (Méthode M9)

La Méthode M9 combine la méthode de Baez à celle du MCIF et celle de Richards [Figure 5.7]. Le nouveau  $\phi'$  du modèle SPT de Baez est ensuite utilisé dans le calcul des facteurs de capacité portante de Richards. Les nouveaux facteurs sont alors utilisés dans l'équation de la capacité portante définie par le MCIF et ainsi, la capacité portante calculée correspond à un sol traité par vibroremplacement en conditions dynamiques [Figure 5.7].

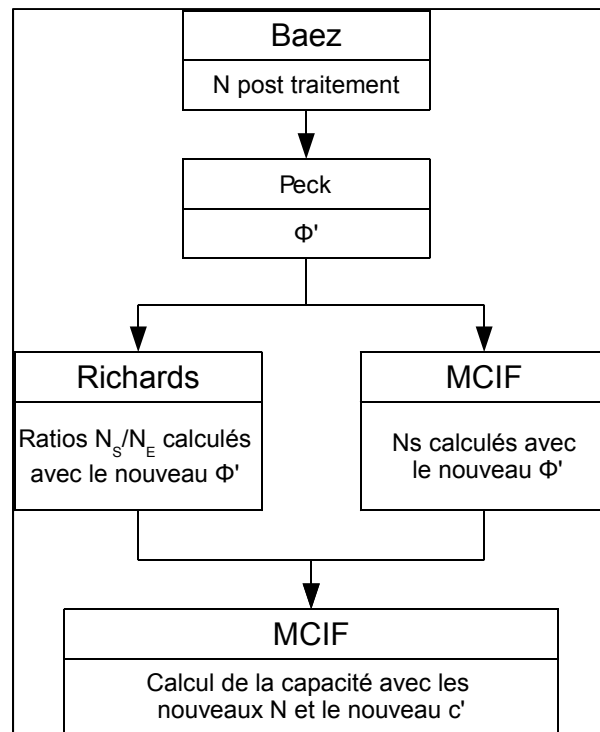


Figure 5.7 Calcul de la capacité portante sismique sur sol traité par les méthodes du MCIF, de Richards et de Baez (Méthode M9)

### 5.3.3 Courbes enveloppes

La méthode présentée à la Figure 5.8 est proposée pour déterminer la capacité portante pour les sols traités par vibroremplacement en conditions sismiques à l'aide des courbes enveloppes. Elle combine l'évaluation des propriétés géotechniques du sol post-traitement avec la méthode de Priebe et les équations des courbes enveloppes (modèle Eurocode 8 uniquement). Cependant cette méthode soulève des questions quant à la méthode de calcul de la charge verticale maximale admissible ( $V_0$ ), et devrait être utilisée avec discernement.

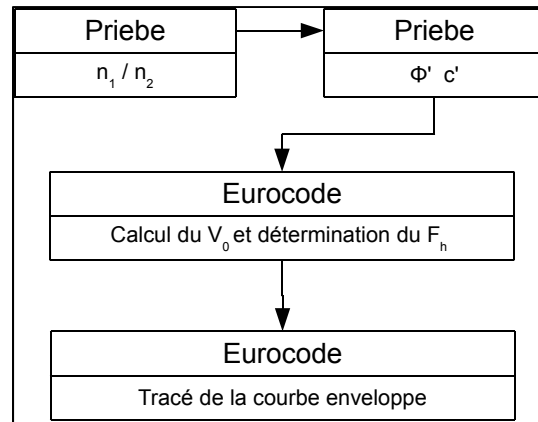


Figure 5.8 Combinaison Priebe et courbes enveloppes

#### 5.4 Comparaison des méthodes proposées aux méthodes traditionnelles

Afin de s'assurer de la fiabilité des méthodes proposées pour évaluer la capacité portante statique et dynamique (M1 et M2 ont la même courbe enveloppe) des sols naturels ou traités, nous les avons comparées aux méthodes traditionnelles (facteurs de capacité portante) et aux courbes enveloppes développées par Houlsby (Méthode M3). Les résultats sont présentés dans les plans  $H:M$ ,  $H:V$ , et  $M:V$  et sont normalisés par rapport à  $V_0$  la capacité portante maximale pour une charge verticale centrée sur la fondation (en conséquence l'effet du vibroremplacement ne devrait pas avoir d'impact sur les diagrammes d'interaction normalisés). Dans les figures, les méthodes sont identifiées par une nomenclature allant de M1 à M9, ce numéro est identifiable sur la Figure 5.1 et dans les figures des sections 5.1 à 5.3. Les Figures 5.9 à 5.12 présentent sur leur moitié de droite une comparaison des méthodes applicables aux sols traités avec les courbes enveloppes (Méthodes M6 à M9).

La Figure 5.9 présente une comparaison des courbes enveloppes obtenues dans le plan  $H:V$ , avec  $M=0$  en prenant comme référence les courbes enveloppes expérimentales développées par Houlsby (Méthode M3). Les méthodes traditionnelles (M1, et Hansen) évaluent plutôt bien la capacité portante d'un sol naturel (sable lâche) dans le plan  $H:V$ , avec  $M=0$ . Une des approches proposées est plus conservatrice que les méthodes traditionnelles : la Méthode M4 (Eurocode 8).



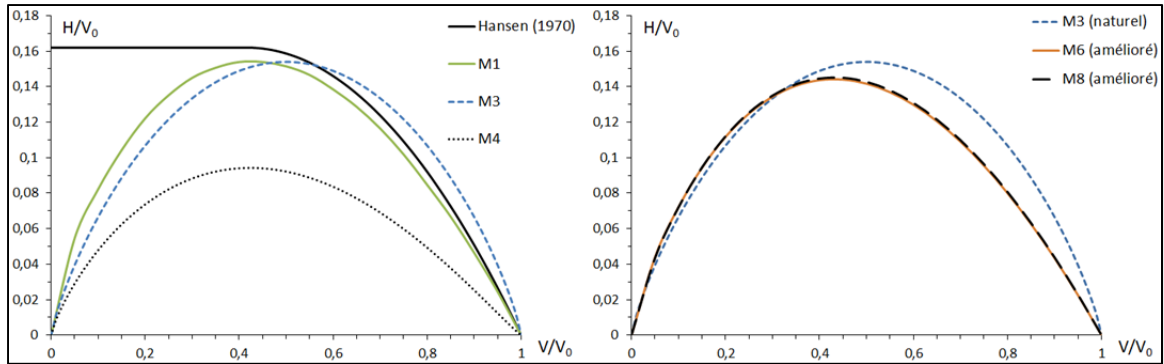


Figure 5.9 Comparaison des différentes méthodes dans le plan  $H:V$  ( $M=0$ )

La Figure 5.10 présente une comparaison des courbes enveloppes obtenues dans le plan  $M:V$ , avec  $H=0$ . Dans ce plan ci, on peut remarquer que les méthodes traditionnelles (MCIF et Meyerhof) surévaluent d'environ 250% la capacité portante comparativement aux courbes enveloppes, pour  $V/V_0=0,5$  (Méthodes M3 et M4). Les Méthodes M6 et M8 se superposent et donnent exactement le même diagramme d'interaction que la Méthode M1. Ceci était attendu puisque les Méthodes M6, M7, M8 et M9 sont toutes basées sur le MCIF (Méthode M1). Les figures ne présentent pas les courbes de M7 et M9, mais elles sont superposées avec les courbes M6 et M8 puisque tous les graphes sont normalisés par rapport  $V_0$ .

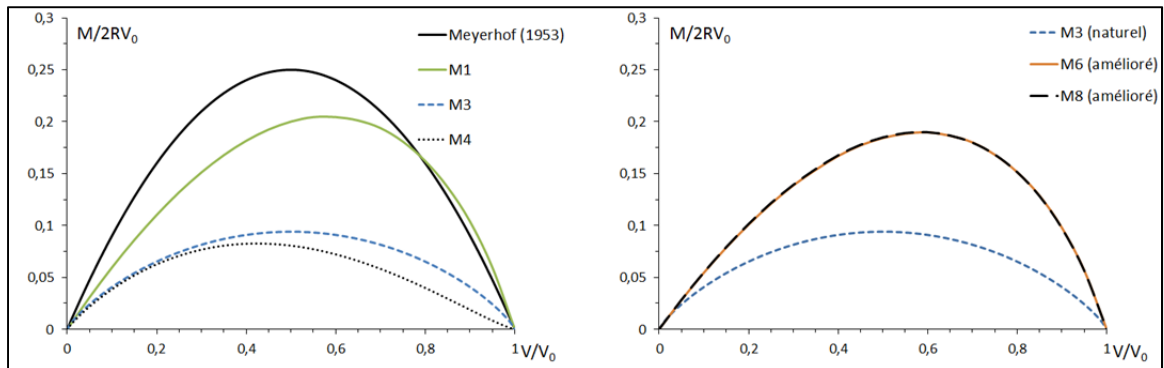


Figure 5.10 Comparaison des différentes méthodes dans le plan  $M:V$  ( $H=0$ )

La Figure 5.11 présente une comparaison des courbes enveloppes obtenues dans le plan  $H:M$ , avec  $V/V_0=0.5$ . Les commentaires faits sur les Figures 5.9 et 5.10 sont également observables

sur les Figures 5.11 et 5.12 (étant donné que les Figures 5.9 à 5.12 représentent des plans de coupe différents de diagrammes d'interaction identiques).

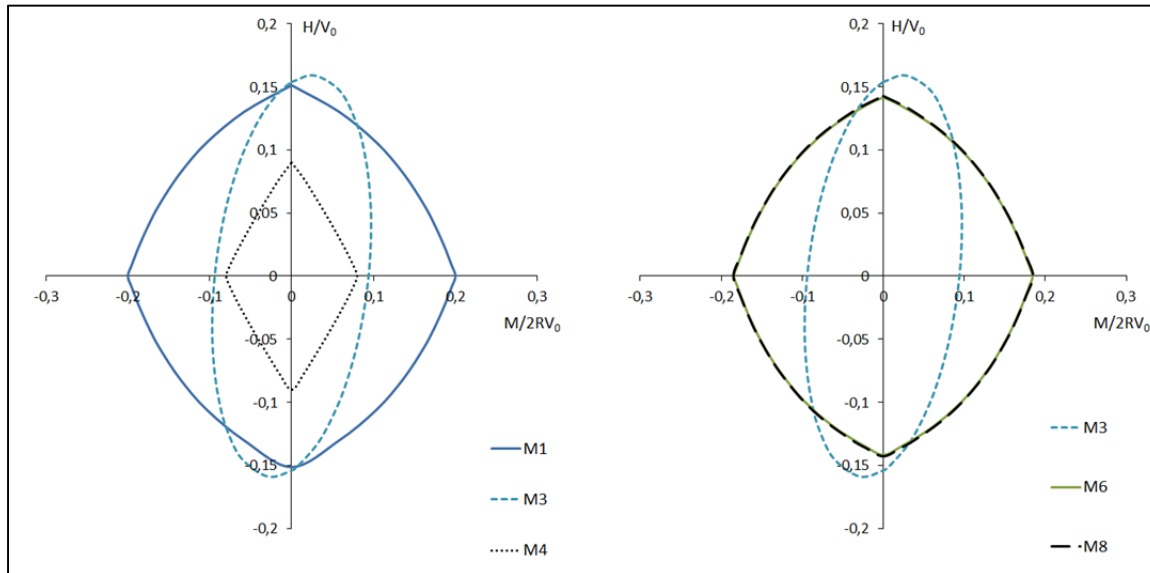


Figure 5.11 Comparaison des différentes méthodes dans le plan  $H:M$  ( $V/V_0=0.5$ )

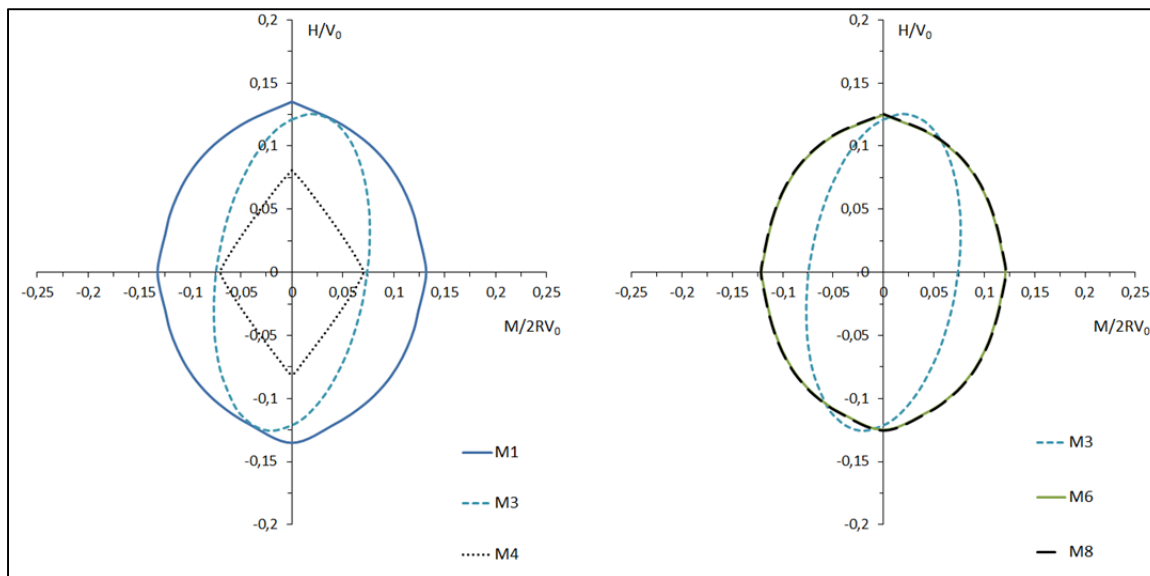


Figure 5.12 Comparaison des différentes méthodes dans le plan  $H:M$  ( $V/V_0=0.25$ )

## 5.5 Conclusions

Ce chapitre a présenté différentes procédures combinant les méthodes classiques et les courbes enveloppes pour estimer la capacité portante sur sol traité ou non. La comparaison présentée en fin de chapitre conduit aux mêmes conclusions que les observations faites dans le chapitre 3, ceci était attendu puisque les méthodes proposées sont basées sur le MCIF. Les méthodes classiques ne sont pas assez conservatrices lorsque l'on considère des chargements complexes : dans le plan  $H:M$ , pour  $V/V_0=0,5$ , la capacité en moment est surestimée de 250%. Le modèle Oxford (Méthode M3) est considéré comme référence, puisque les courbes enveloppes sont obtenues expérimentalement. Les courbes enveloppes sont plus conservatrices que les méthodes traditionnelles et devraient être utilisées pour la conception.

Ceci étant, l'approche globale de conception, présentée dans ce chapitre et intégrée au chiffrier CaPoDyn, peut d'ores et déjà être utilisée afin de conduire une étude paramétrique sur l'impact des séismes quant à la capacité portante attendue, en utilisant la méthode de Richards, sur sol traité par vibroremplacement ou sur sol naturel. Cette étude paramétrique est présentée au chapitre suivant, qui introduit aussi un exemple de dimensionnement de fondation à l'aide des courbes enveloppes.



## CHAPITRE 6

### **ÉTUDE PARAMÉTRIQUE SUR LES CAPACITÉS PORTANTES CALCULÉES AVEC CAPODYN POUR DIFFÉRENTES CONDITIONS DE SOL**

Le chapitre 5 visait à proposer des méthodes d'évaluation de la capacité portante en conditions statiques et sismiques, pour les sols naturels et les sols traités. Une comparaison, théorique, des courbes enveloppes correspondant à ces différentes méthodes a aussi été présentée dans le chapitre 5. Ce chapitre présente une étude paramétrique (angle de frottement interne, taux de remplacement, coefficient d'accélération horizontale), conduite avec le chiffrier CaPoDyn, portant sur les capacités portantes estimées pour différentes conditions de sol. Cette étude paramétrique permettra d'identifier les cas où le traitement par vibroremplacement est le plus intéressant. Le chapitre 6, vise également à mettre en lumière, à l'aide d'un exemple de conception de semelle (détermination de la largeur B), les différences entre les différentes approches de conception proposées au chapitre 5.

#### **6.1 Comparaison des dimensions de semelles obtenues avec les méthodes basées sur un calcul en plasticité et les courbes enveloppes**

Cette section présente une comparaison des dimensions de semelles estimées à l'aide de différentes méthodes pour un sol non traité, en conditions statiques et dynamiques. Considérons la conception en conditions sismiques d'une semelle superficielle d'un pont de la région de Québec pour une période de retour de 2% en 50 ans ( $PGA = 0.37\text{ g}$ ). Les charges combinées pseudo statique équivalentes appliquées sur la semelle sont données dans le Tableau 6.1. Un chargement plan est considéré ici avec une excentricité ne portant que sur la petite dimension de la semelle B. Ce chargement a été déterminé à l'aide d'une analyse dynamique linéaire modale et correspond aux charges maximales appliquées sur la fondation.

Le dimensionnement pour deux types de sol et deux profondeurs de nappes est proposé, tel qu'indiqué aux Tableaux 6.2 et 6.3 (il est également possible de traiter le cas des sols cohérents avec CaPoDyn).

Tableau 6.1 Chargement pseudo statique appliqué sur la fondation

Charge	Valeur
$H$	0,844 MN
$M$	10,148 MN.m
$V$	18 MN

Tableau 6.2 Types de sol étudiés

Till glaciaire		Sable fluvio-glaciaire	
Nappe en surface	Nappe profonde ( $z > B$ )	Nappe en surface	Nappe profonde ( $z > B$ )

Tableau 6.3 Propriétés géotechniques des sols étudiés

	Sable fluvio-glaciaire	Till glaciaire
Compacité	moyenne à dense	très dense
cohésion effective, $c'$	0 kPa	0 kPa
angle effectif de frottement interne, $\Phi'$	35° (Meyerhof, 1974 ; Peck, 1974)	≈40° (Meyerhof, 1974 ; Peck, 1974)
coefficient de Poisson (état saturé), $\nu$	0,3 – 0,4 (Bowles, 1988)	0,3 – 0,4 (Bowles, 1988)
module de Young, $E$ (MPa)	50-80 (Bowles, 1988)	500 (Bowles, 1988)
indice de densité relative, $I_D$ (%)	60	90
poids volumique humide, $\gamma_{\text{hum}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,5	21,5
poids volumique saturé, $\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,0	22,0

Les deux sols étudiés ont des cohésions effectives nulles, ils sont donc considérés comme des sols purement frottants pour l'emploi de la méthode de l'Eurocode 8.

D'après les paramètres de chargement, l'excentricité de la charge verticale est de 56 cm, c'est-à-dire qu'il faut une largeur de fondation minimale de 3.4 m pour éviter que l'on sorte du kern (tiers central de la fondation). À l'ELUL, sous chargement sismique la largeur de la fondation devrait être supérieure à 70 cm afin de respecter les prescriptions du S6-06.

### 6.1.1 Vérification de la résistance géotechnique à l'ELUL, statique et sismique, à l'aide des méthodes à facteurs de capacité portante (Méthodes M1 et M2)

Le dimensionnement de la surface utile de la fondation à l'état limite ultime se fait de manière itérative : il faut d'abord choisir les dimensions de la fondation B et L et faire un calcul de capacité portante. Puis il faut vérifier que  $V/(B'L') < \Phi R_n$ . Si ce n'est pas le cas, les dimensions de la fondation sont augmentées, et la capacité portante recalculée, jusqu'à que cette inégalité soit vérifiée. Ce dimensionnement s'effectue en conditions pseudo-statiques.

Pour évaluer la capacité portante en conditions sismiques, la méthode du MCIF en contraintes effectives peut être utilisée pour les fondations superficielles sur sol granulaire (tel que recommandé par l'AASHTO (2010), section C10.6.3.1.1.), Méthode M1. Cependant l'AASHTO indique que lorsque le sol est partiellement ou totalement saturé il peut y avoir une diminution de la capacité portante en conditions dynamiques (section C10.6.3.1.1.). Ainsi, lorsque la nappe est en surface, une vérification à l'aide de la méthode de Richards et al. est nécessaire, et faisable avec CaPoDyn (Méthode M2, Figure 5.1).

Les coefficients de capacité portante statiques (tels que définis dans le MCIF) et dynamiques (obtenus en utilisant les ratios de Richards *et al.*) sont présentés au Tableau 6.4. Pour calculer les ratios de capacité portante dynamique le coefficient d'accélération horizontale a été pris égal à 0,7 fois le PGA de la ville de Québec (0,37 g) soit  $k_h = 0,26 = \tan \theta$  (en prenant  $k_v = 0$ ). Hynes-Griffin et Franklin (1984) recommandent d'utiliser un ratio de 0,5 fois le PGA au moins.

Tableau 6.4 Coefficients de capacité portante statiques et dynamiques

Méthode	Conditions	Sable fluvio-glaciaire			Till glaciaire		
		$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
M1	Statique	33,30	46,12	19,43	64,20	75,31	43,75
M2	Dynamique	20,65	27,67	8,35	39,16	45,19	18,81

### 6.1.2 Dimensionnement avec les courbes enveloppes (Méthodes M3, M4 et M5)

La conception à l'aide de la méthode des courbes enveloppes consiste à vérifier que le chargement combiné reste à l'intérieur du domaine délimité par l'équation du diagramme d'interaction. Il faut donc faire un calcul itératif et augmenter progressivement la largeur de la semelle B. L'interface graphique du chiffrier CaPoDyn (Capacité Portante Dynamique) permet l'évaluation de la capacité portante en conditions statiques telle que recommandée par le MCIF (Méthode M1) ainsi que la capacité portante en conditions dynamiques au sens de Richards et al. (Méthode M2). Il est également possible d'évaluer la capacité portante en conditions statique (Méthodes M3 et M4) et dynamique (Méthode M5) à l'aide des courbes enveloppes proposées dans l'Eurocode 8. En effet, ces courbes enveloppes prennent en compte les forces d'inertie dans le sol à travers le coefficient  $F_h$  (Méthode M5 seulement). Sa définition est différente pour un sol purement frottant et un sol purement cohérent. Pour un sol purement frottant,  $F_h$  est fonction du PGA et de l'angle de frottement interne du sol. Pour des PGA faibles et des angles de frottement interne élevés la différence entre la courbe enveloppe en conditions statiques (M3 et M4) et la courbe enveloppe en conditions dynamiques (M5) est très faible [Figure 6.2 (a)]. La Figure 6.2 (b) illustre les différences qui peuvent exister entre la courbe enveloppe en conditions statiques et la courbe enveloppe en conditions dynamiques. Pour obtenir la Figure 6.2 (b) l'angle de frottement interne a été abaissé à  $25^\circ$  et le PGA a été augmenté à 1,2 g. Ce résultat pouvait être anticipé puisque, comme on peut le voir dans l'équation 2.18, le facteur servant à prendre en compte les forces d'inertie dans le sol  $F_h$ , apparaît au numérateur et au dénominateur de la fraction, sans pour autant être élevé à une grande puissance.



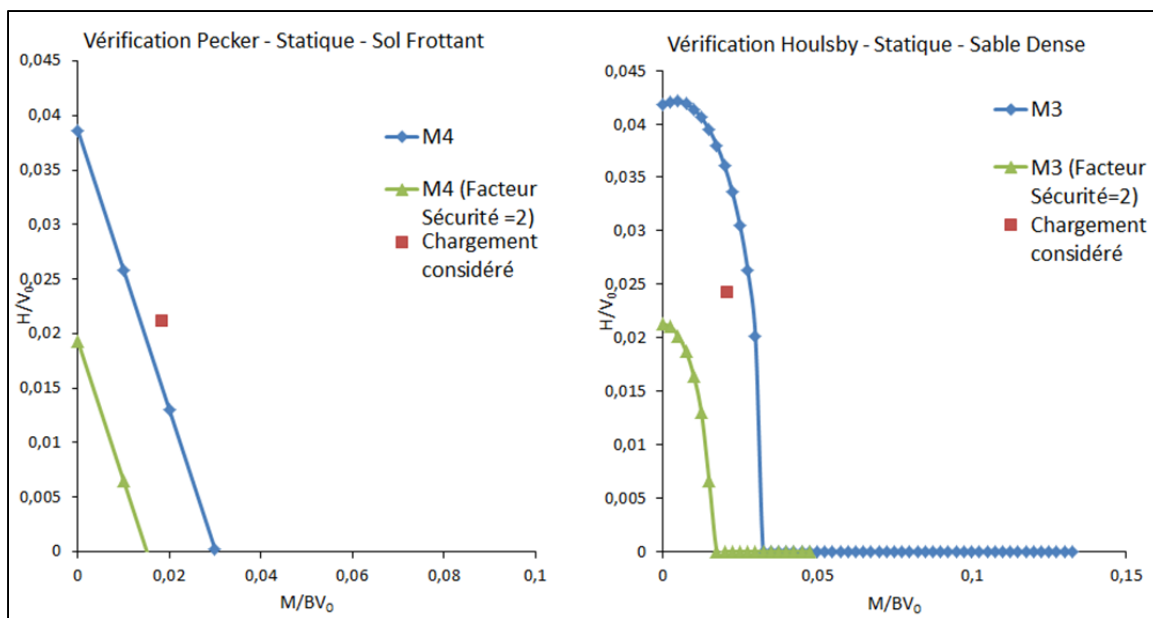


Figure 6.1 Interface de vérification pour les diagrammes d'interaction de CaPoDyn

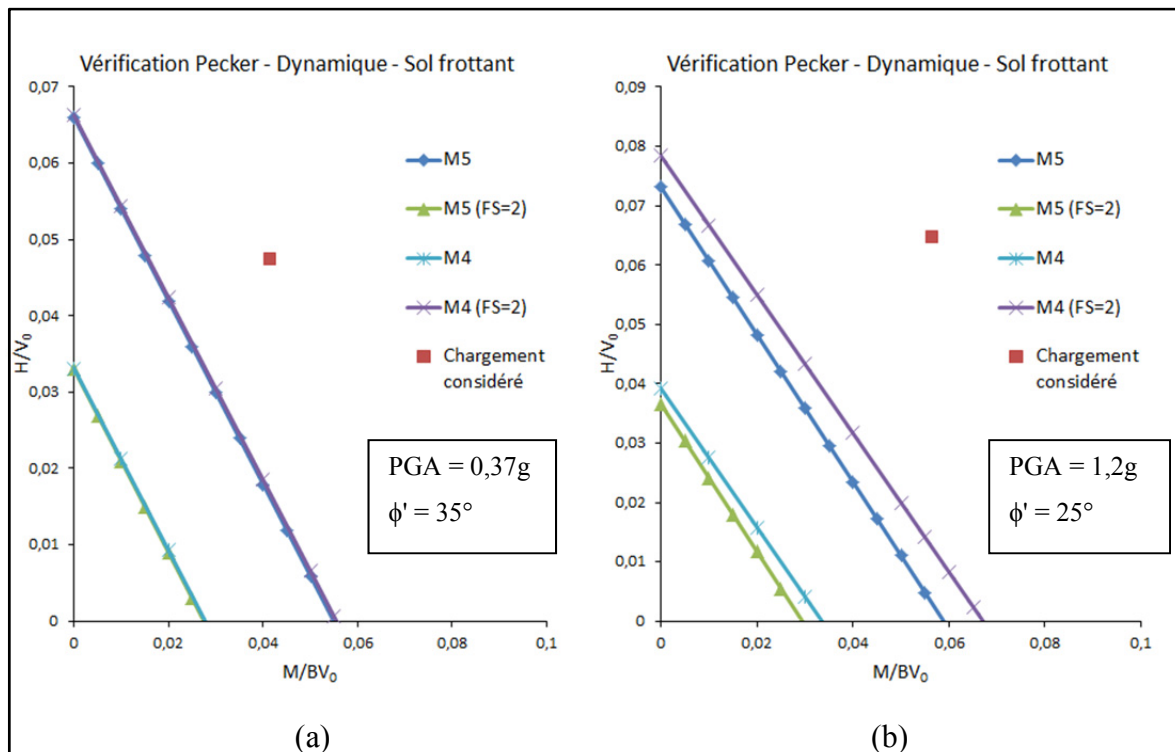


Figure 6.2 Différence pour les courbes enveloppes en conditions statique et dynamique

### 6.1.3 Récapitulatif des résultats

Les tableaux 6.5 et 6.6 présentent un résumé des largeurs de semelle obtenues pour le chargement présenté au début de cette section. La longueur de la semelle a été conservée constante et égale à 15m (soit la largeur du tablier).

Il apparaît que la méthode de l'Eurocode 8 (M5) donne des surfaces utiles légèrement supérieures par rapport aux méthodes du MCIF (M1) et de Houlby (M3), lorsque l'on considère un coefficient de sécurité  $\phi=0,5$ . Deux raisons expliquent ceci : (i) la méthode d'évaluation du  $V_0$  donnée par l'Eurocode 8 donne des capacités portantes un peu plus faibles que celles du MCIF et de Houlby, (ii) le diagramme d'interaction de l'Eurocode 8 pour les sols purement frottants donne des limites inférieures à celles obtenues par la méthode de Houlby.

Tableau 6.5 Comparaison des largeurs de semelles obtenues (nappe à 15m)

	Sable fluvio-glaciaire				Till glaciaire			
	MCIF (M1)	Richards (M2)	Houlby (M3)	Pecker (M5)	MCIF (M1)	Richards (M2)	Houlby (M3)	Pecker (M5)
B (m) Pour $q_{ult}$	2,9	4,5	3,5	3,5	1,8	2,8	2,6	2,6
B (m) Pour $\Phi \cdot q_{ult}$	4,2	6,6	4,6	5,0	2,6	4,0	3,8	4,1

Tableau 6.6 Comparaison des largeurs de semelles obtenues (nappe en surface)

	Sable fluvio-glaciaire				Till glaciaire			
	MCIF (M1)	Richards (M2)	Houlby (M3)	Pecker (M5)	MCIF (M1)	Richards (M2)	Houlby (M3)	Pecker (M5)
B (m) Pour $q_{ult}$	4,1	6,5	4,5	4,5	2,5	3,8	3,1	3,2
B (m) Pour $\Phi \cdot q_{ult}$	6,0	9,8	5,6	6,0	3,5	5,5	4,3	4,6

Il est possible de remarquer que pour le dimensionnement avec un coefficient de sécurité  $\phi=1$ , la méthode de Houlsby donne des dimensions de semelle légèrement plus grandes que la méthode du MCIF. Pour un coefficient de sécurité  $\phi=0,5$  le MCIF est un peu conservateur pour du sable, mais pas assez pour du till.

Dans le cas d'un sol pulvérulent non saturé, en conditions sismiques, l'AASHTO (2010) indique que l'augmentation de la capacité portante peut aller jusqu'à 50% en général, par rapport au cas statique. C'est pourquoi les résultats obtenus avec la méthode de Richards *et al.* présentés au Tableau 6.5 (nappe à 15m) ne sont pas très pertinents (puisqu'ils indiquent une diminution importante de la capacité portante alors que généralement on a une augmentation de la capacité portante pour les sols pulvérulents non saturés). Par contre, les résultats présentés au Tableau 6.6 (nappe en surface) montrent qu'il faut prévoir des largeurs de semelles très supérieures à celle déterminées par la méthode du MCIF afin de garantir la sécurité des ouvrages en cas de séisme.

## **6.2 Étude paramétrique de la capacité portante pour les sols naturels et traités, à l'ÉLUL**

Les résultats obtenus pour les différentes approches (M1 à M9) présentées au chapitre 5 sont comparés, pour un angle de frottement variant entre  $28^\circ$  et  $38^\circ$  ( $40^\circ$  étant la limite supérieure de validité pour la formule développée par Baez), des taux de remplacement de 10, 15, 20 et 25%, et des coefficient d'accélération horizontale allant de 30 à 100% du PGA pour la Ville de Québec, soit  $k_h=0,111$ ,  $k_h=0,185$ ,  $k_h=0,259$ ,  $k_h=0,37$ . L'ensemble des résultats est présenté dans les Figures 6.3 à 6.6. Les caractéristiques de la fondation fictive sont listées dans le Tableau 6.7.

Les Figures 6.3 à 6.6 présentent la capacité portante évaluée par les méthodes M6 à M9 (sol traité) est représentée en traits pleins, les traits pointillés sont utilisés pour les capacités portantes sur sol naturel, en conditions drainées ou non.

Tableau 6.7 Caractéristiques de la fondation,  
du sol et du chargement considérés

Caractéristique	Valeur
B	3 m
L	6 m
Profondeur	2 m
Profondeur nappe	4 m
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>
$\Phi'$	28-38°
$c'$	12 kPa
$s_u$	50 kPa
H	400 kN
V	1000 kN
$M_L$	500 kN
$M_B$	100 kN
$\theta$	11,3°
$\beta$	0 rad
$\delta$	0 rad

Pour les Figures 6.3 à 6.6, il faut noter que pour le cas « M1 (non drainé) », la capacité portante est calculée en prenant un angle de frottement interne nul, et en considérant  $s_u$ . Pour faciliter la comparaison avec les autres résultats, la capacité portante calculée en conditions non drainées, apparaît sous la forme d'une ligne horizontale, bien qu'elle ne soit pas fonction de l'angle de frottement interne effectif du sol.

Les Figures 6.3 à 6.6 mettent en avant plusieurs points :

- la mise en place de colonnes ballastées permet d'augmenter jusqu'à 150% la capacité portante d'un sol, en conditions statiques ou dynamiques;
- les méthodes composées à partir de celle de Priebe (M6 et M7) donnent une courbe de capacité portante présentant une allure similaire à celle tracée à partir de la méthode prescrite par le manuel canadien des fondations pour tous les taux de remplacement et accélérations;
- les méthodes composées à partir de celle de Baez (M8 et M9) donnent des capacités portantes du même ordre de grandeur que celle de Priebe. Il faut cependant noter que

l'allure de la courbe de capacité portante est moins proche de celle de la méthode du manuel canadien des fondations, et ce à cause de l'estimation du  $\Phi'$  à partir de l'indice  $N$  du sol (grâce à la formule de Peck, 1974);

- la méthode d'évaluation de la capacité portante basée sur la méthode de Baez arrive à un « plateau » plus rapidement lorsque le taux de remplacement est élevé (20 et 25%);
- la méthode d'évaluation de la capacité portante en conditions dynamiques (MCIF non drainé) sous-estime la capacité portante du sol, évaluée à partir de la méthode définie par Richards et al. en particulier pour des coefficients d'accélération horizontale faibles [Figures 6.3 à 6.6, pour  $k_h=0,111$ ];
- lorsque  $k_h$  est égal au PGA (0,37 g pour Québec), les trois approches (M2, M7 et M9) donnent approximativement la capacité portante estimée en conditions non drainées par la méthode du MCIF : la méthode de Richards est donc une bonne approximation du cas non drainé pour des accélérations horizontales importante;
- plus  $k_h$  est élevé, plus la différence entre la méthode de Priebe et de Baez est réduite : ce sont les coefficients de capacité portante, fortement réduits, qui prennent le dessus.

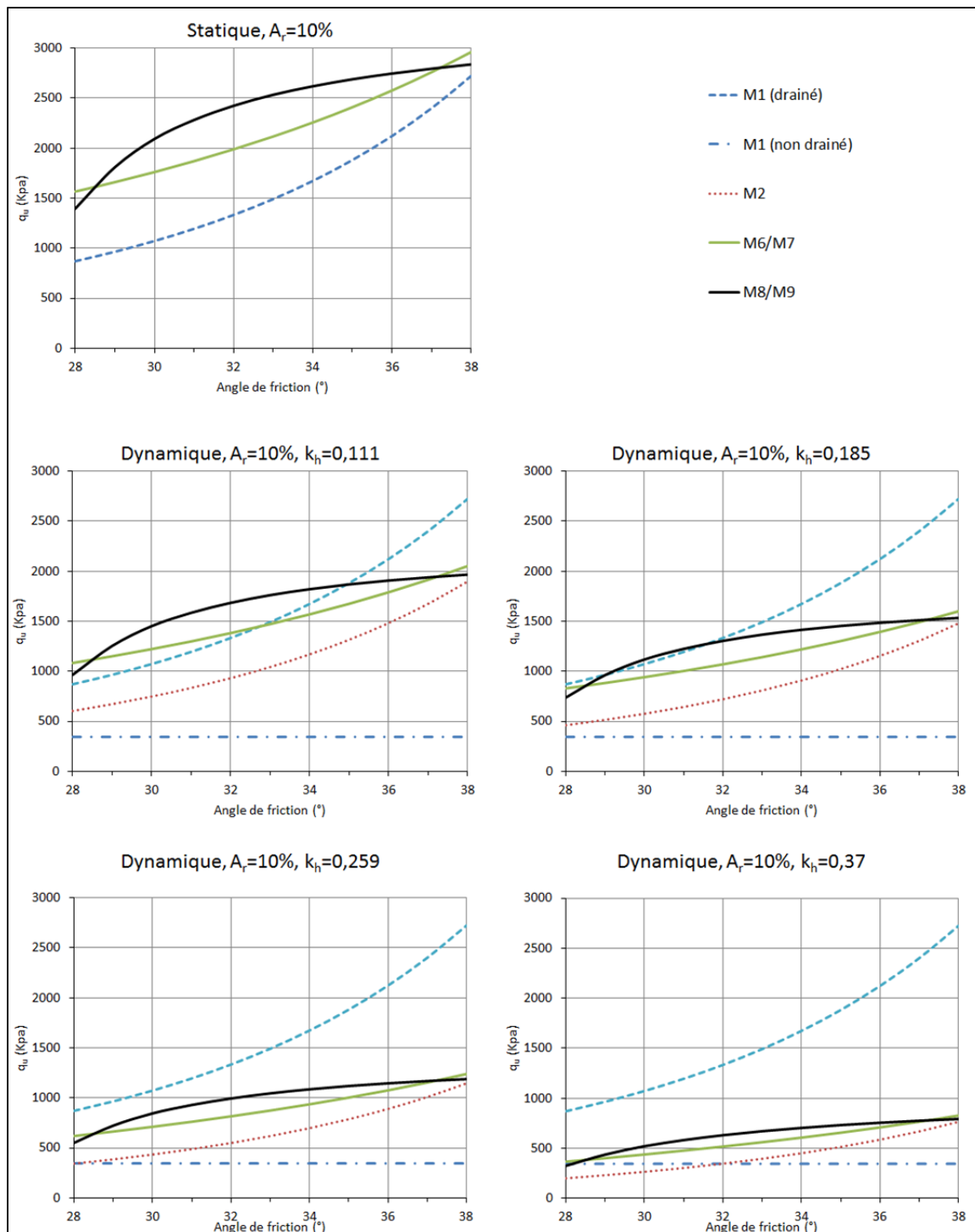


Figure 6.3 Comparaison des capacités portantes prévues pour un ratio de remplacement de 10%

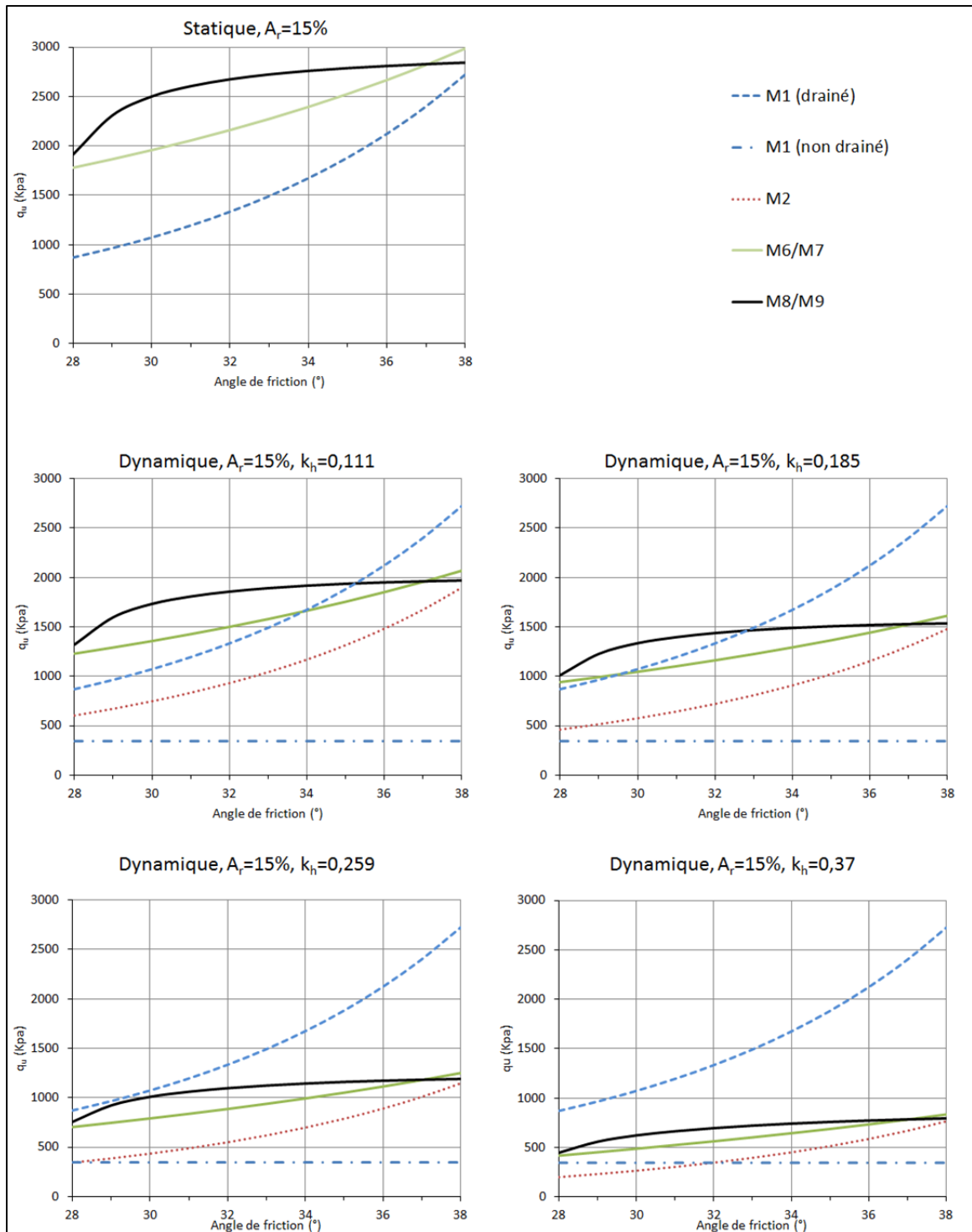


Figure 6.4 Comparaison des capacités portantes prévues pour un ratio de remplacement de 15%

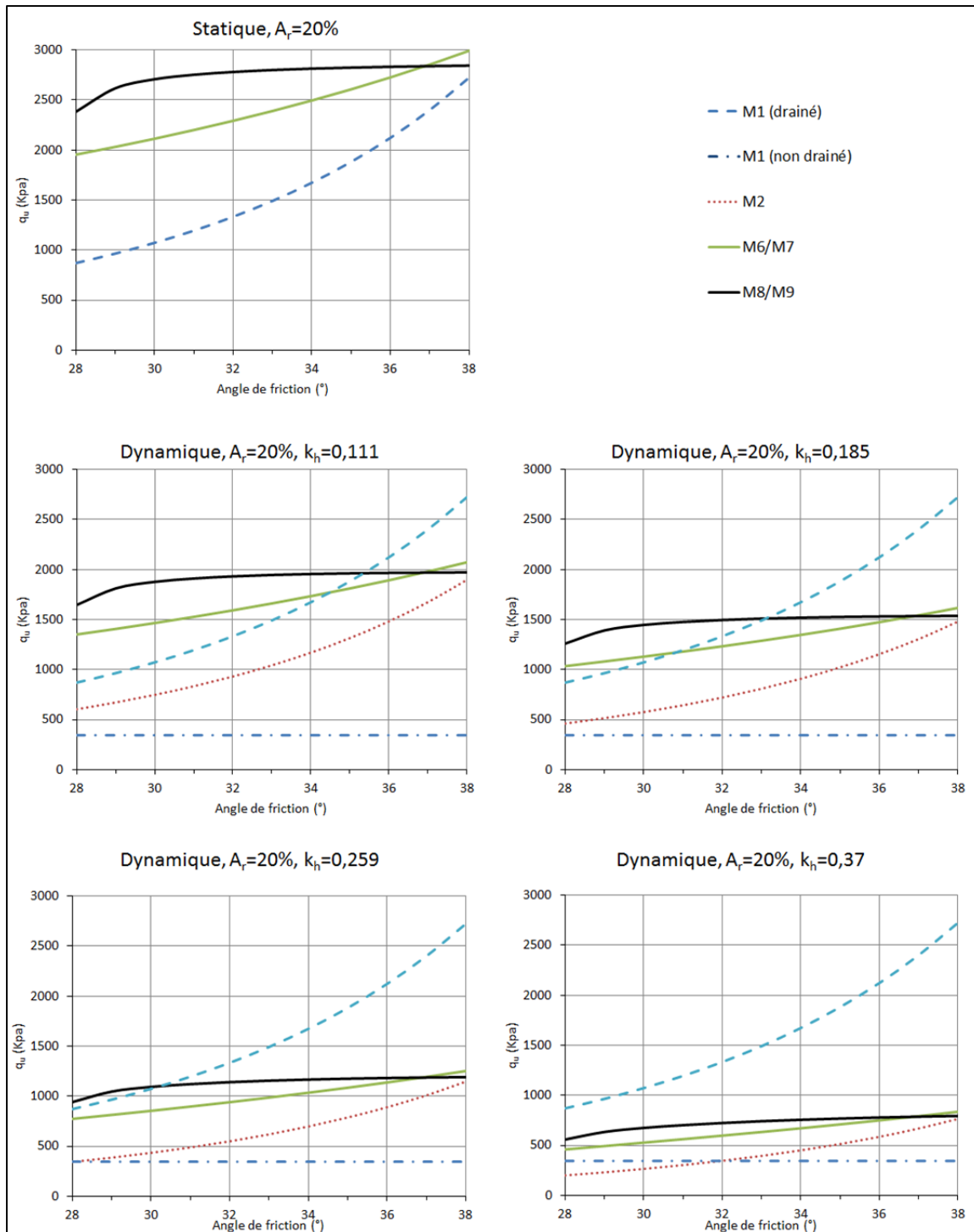


Figure 6.5 Comparaison des capacités portantes prévues pour un ratio de remplacement de 20%



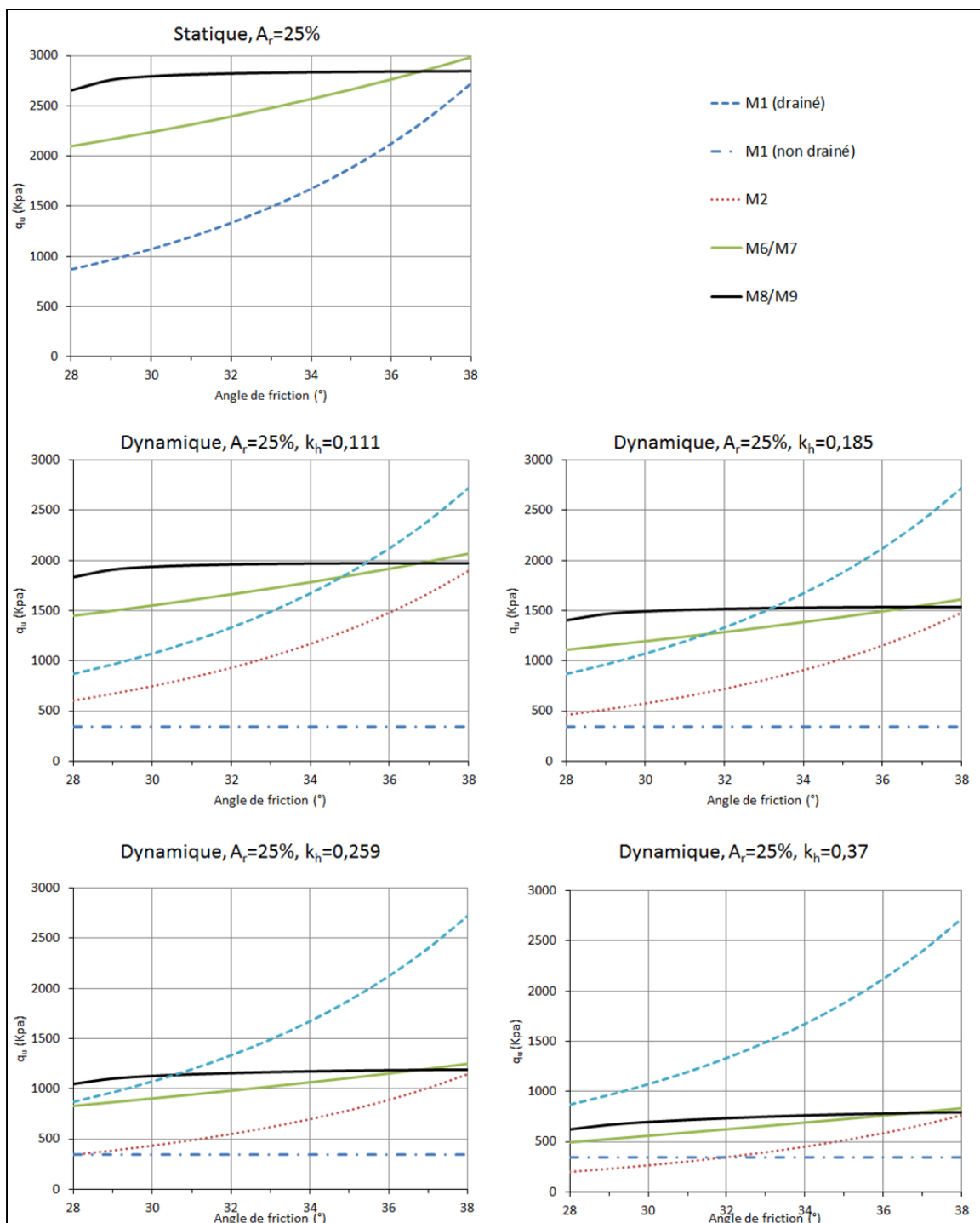


Figure 6.6 Comparaison des capacités portantes prévues pour un ratio de remplacement de 25%

### Discussion – cas statique

Afin d'évaluer l'efficacité du traitement de sol en conditions statiques, les ratios entre la capacité portante du sol traité (M6 ou M8) et du sol naturel (M1) sont présentés en Figure 6.7 pour des taux de remplacement  $A_r$  variables [Équation 6.1].

$$R_{Statique} = \frac{q_u(Traité)}{q_u(MCF)} = \frac{q_u(M6 \text{ ou } M8)}{q_u(M1)} \quad (6.1)$$

La Figure 6.7 montre que :

- pour un taux de remplacement de 10%, l'amélioration est de l'ordre de 1.8 dans le cas statique pour  $\Phi'=28^\circ$  (point A) et de l'ordre de 1.05 pour  $\Phi'=38^\circ$  (point B), ce qui était attendu pour le point B puisqu'il s'agit du cas d'un sol compétent;
- lorsqu' $A_r$  augmente, le ratio d'amélioration reste stable pour des angles de frottement grands, et augmente pour des angles de frottement plus faibles : jusqu'à 3 fois dans le cas d'un taux de remplacement de 25% et pour un angle de frottement interne de  $28^\circ$ .

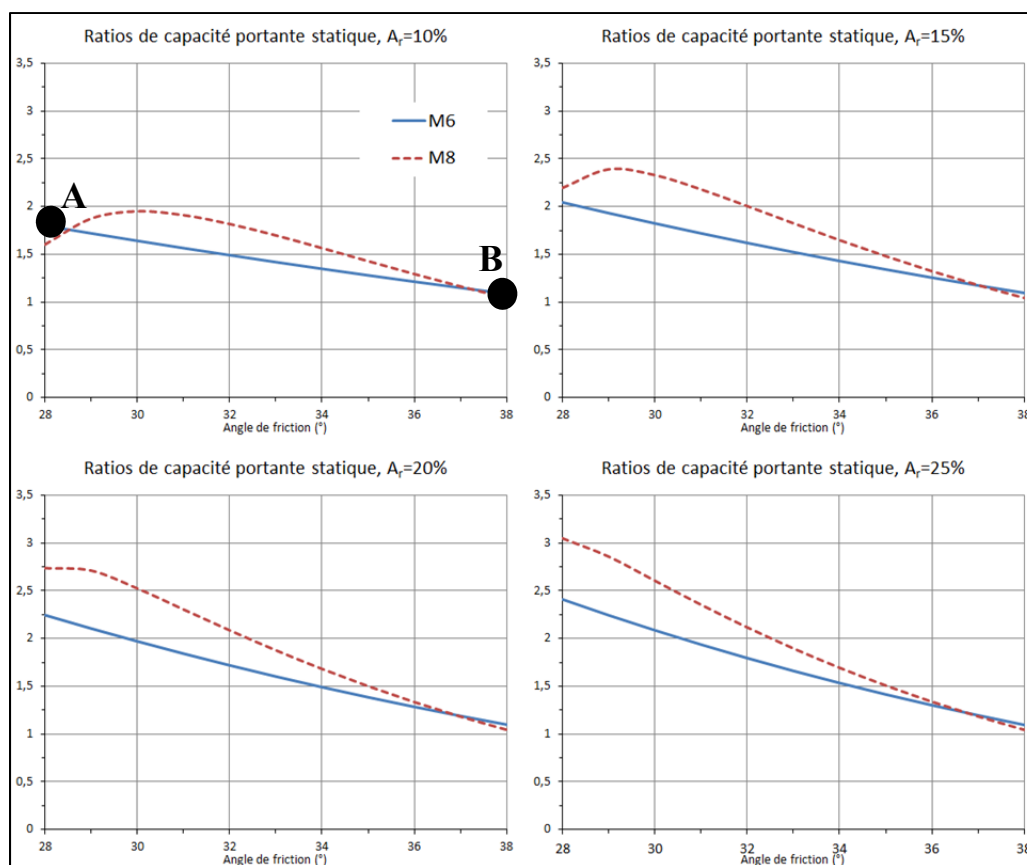


Figure 6.7 Ratios de capacité portante statique

### Discussion – cas sismique

La Figure 6.8 présente le ratio introduit par l'Équation 6.2, entre la capacité portante en conditions dynamiques, pour des sols traités, et la capacité portante pour un sol naturel, établie avec les coefficients de capacité portante de Richards (M2), pour des accélérations horizontales  $k_h$  et des taux de remplacement  $A_r$  variables.

$$R_{Dynamique} = \frac{q_u(Traité)}{q_u(Richards)} = \frac{q_u(M7 \text{ ou } M9)}{q_u(M2)} \quad (6.2)$$

L'analyse de la Figure 6.8 permet d'observer les points suivants :

- quel que soit le coefficient d'accélération horizontale choisi, le ratio d'amélioration est identique et dépend uniquement du taux de remplacement  $A_r$ ;
- dans le cas sismique, l'amélioration de la capacité portante du sol est plus efficace pour des coefficients d'accélération horizontale importants;
- le gain en capacité portante est d'autant plus important que le sol est faible ( $\phi'=28^\circ$ );
- dans le cas sismique (comme dans le cas statique d'ailleurs), l'amélioration du sol pour des angles de frottement grands est quasi nulle (il faudrait faire varier l'angle de frottement du matériau de remplacement pour voir si cette tendance se confirme);
- dans le cas sismique, les ratios d'amélioration tendent tous vers 1 quels que soient les coefficients d'accélération horizontale choisis.

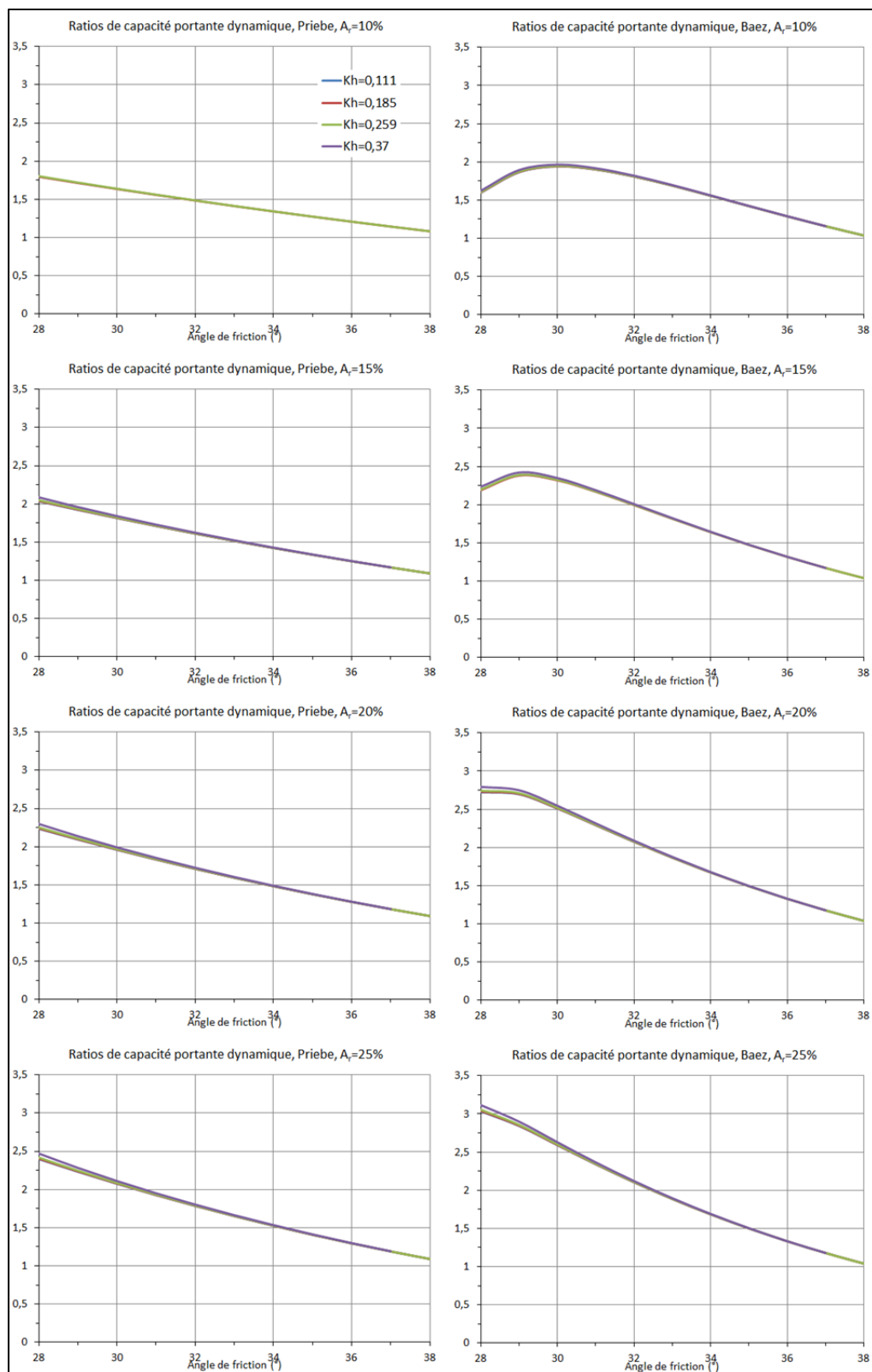


Figure 6.8 Ratios de capacité portante dynamique

La Figure 6.9 présente le ratio entre la capacité portante en conditions dynamiques du sol traité et la capacité portante du sol naturel en conditions statiques établie selon le MCIF, pour des accélérations horizontales  $k_h$  et des taux de remplacement  $A_r$  variables [Équation 6.3].

$$R_{Dyn/Stat} = \frac{q_u(Traité, dynamique)}{q_u(MCIF, statique)} = \frac{q_u(M7 \text{ ou } M9)}{q_u(M1)} \quad (6.3)$$

Les points suivants peuvent être relevés :

- de manière générale, la diminution de capacité portante due au séisme est plus grande que le gain apporté par le traitement du sol;
- pour un taux de remplacement de 10%, le traitement du sol ne parvient à contrebalancer la diminution de capacité portante en conditions dynamique que dans la plage 28°-32° et pour un coefficient d'accélération horizontale faible ( $k_h=30\%$  du PGA);
- pour des taux de remplacement élevés (20-25%), avec des accélérations faibles (30 à 50% du PGA) et sur des sols présentant des angles de frottement compris entre 28° et 32°, l'effet du traitement de sol permet d'augmenter significativement la capacité portante (jusqu'à deux fois la capacité portante statique).

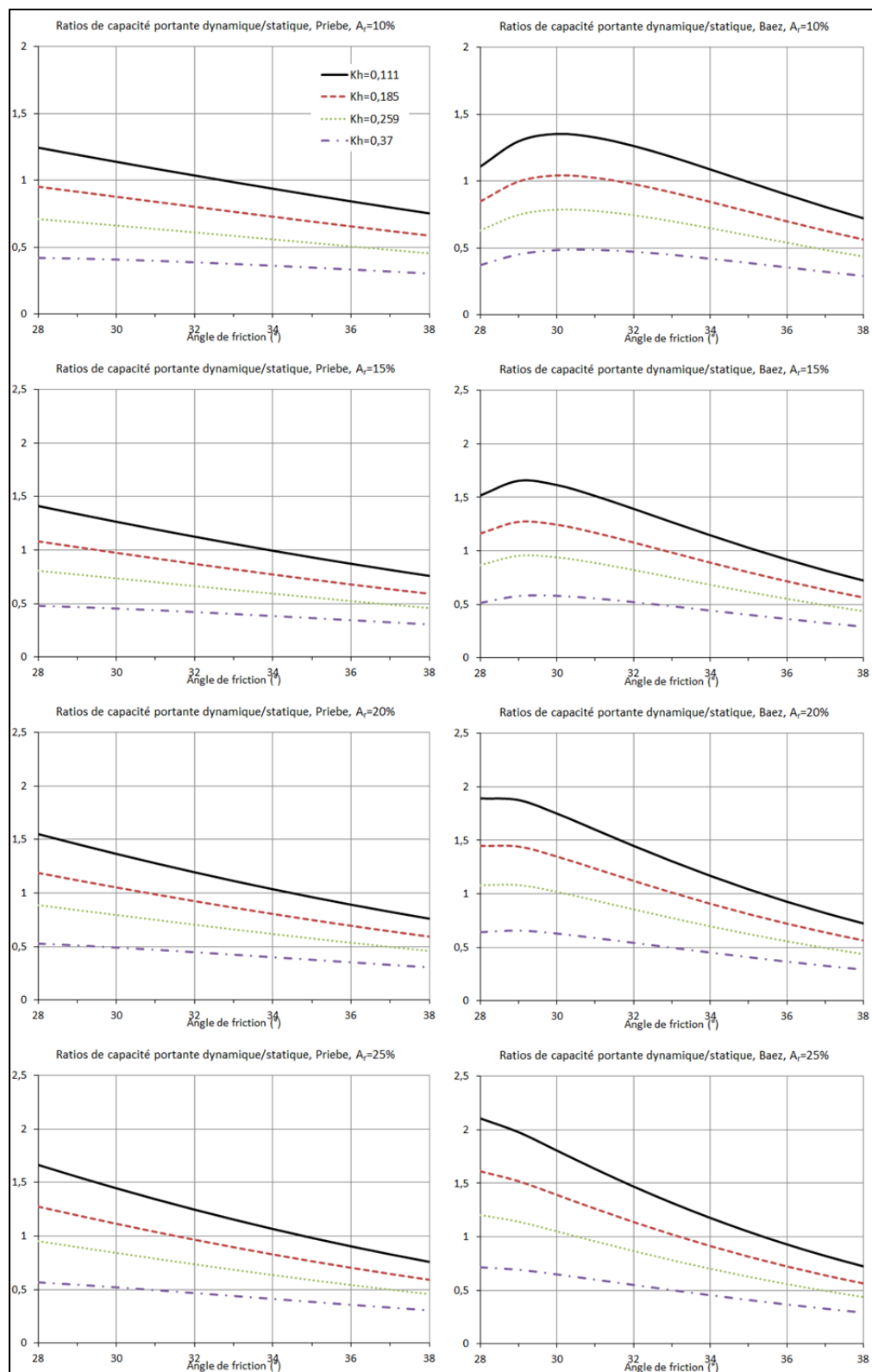


Figure 6.9 Ratios de capacité portante dynamique/statique

Les ratios d'amélioration de capacité portante [Équations 6.1 et 6.2], ont ensuite été comparés en faisant varier le taux de remplacement  $A_r$  pour chacune des méthodes combinées envisagées (M6 et M8). Les diagrammes sont présentés dans la Figure 6.10.

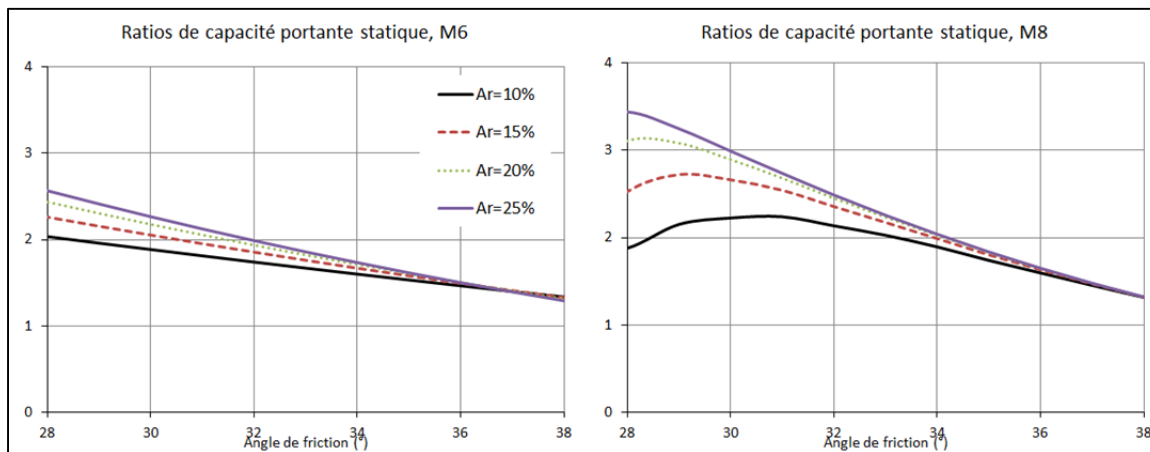


Figure 6.10 Ratios de capacité portante statique pour un taux de remplacement variable

Les points suivants sont observables sur la Figure 6.10 :

- la méthode d'évaluation de la capacité portante basée sur la méthode M6 est moins sensible au taux de remplacement que celle basée sur la méthode M8;
- quelle que soit la méthode de base, on constate une convergence vers un ratio de 1 (pas d'amélioration de la capacité portante) pour des angles de frottement élevés, typiques des sols rigides comme le till glaciaire. Cependant ce type de sol est moins sujet à un besoin d'amélioration.

### 6.3 Conclusions

Ce chapitre a présenté une étude paramétrique conduite avec le chiffrier CaPoDyn (présenté en annexe V) et un exemple de dimensionnement à l'aide des méthodes classiques et des courbes enveloppes. Les courbes enveloppes donnent des dimensions de semelle plus larges que ce qui serait retenu avec les méthodes classiques (de +10% à +46%). Ceci était attendu à la vue des observations faites dans les chapitres 3 et 5 (section 5.4) : les courbes enveloppes sont plus conservatrices que les méthodes traditionnelles. Les méthodes proposées au



chapitre 5 ont été utilisées et l'étude paramétrique a montré que l'amélioration de la capacité portante du sol est d'autant plus grande que l'angle de frottement interne du sol naturel est faible. Pour des angles de frottement interne inférieurs à  $32^\circ$ , l'utilisation de colonnes ballastées permet de balancer la diminution de capacité portante due aux forces d'inertie dans le sol (pour la ville de Québec). L'augmentation de la capacité portante due au traitement de sol est d'autant plus importante que le taux de remplacement est élevé et l'angle de frottement interne du sol naturel faible (la capacité portante peut être multipliée par 3 pour  $A_r=25\%$  et  $\phi'=28^\circ$ ). Ceci étant, l'amélioration des paramètres géotechniques du sol due au traitement par colonnes ballastées, et son impact sur la capacité portante nécessitent une validation.

Le chapitre suivant porte sur la définition du modèle de différences finies qui servira à faire une validation des résultats obtenus avec CaPoDyn pour les sols traités, et une comparaison des méthodes de Baez et Priebe.



## CHAPITRE 7

### MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE SEMELLES SUPERFICIELLES EN CONDITIONS STATIQUES

Le chapitre 5 a présenté des méthodes afin d'évaluer la capacité portante des sols traités, en conditions statiques et sismiques. Le chapitre 6 a introduit un exemple de conception de semelle à l'aide de ces méthodes ainsi qu'une étude paramétrique montrant l'effet des colonnes ballastées et de l'angle de frottement du sol naturel sur la capacité portante du sol. Ce chapitre vise deux objectifs principaux :

- 1) proposer un modèle numérique de sol sur le logiciel FLAC permettant d'estimer convenablement l'ÉLUL sous charge verticale centrée, pour les deux conditions géotechniques suivantes : sol homogène naturel, sol traité avec des colonnes ballastées. Les types de sols étudiés sont un sable fluvio-glaciaire, un till glaciaire et une argile; et leur propriétés sont présentées au Tableau 7.1. Ces sols sont représentés par une loi de comportement de type Mohr-Coulomb;
- 2) comparer la capacité portante sous charge verticale centrée obtenue avec l'outil Capodyn à celle donnée par modélisation numérique du sol traité.

Au préalable, une étude de sensibilité du modèle numérique sera effectuée pour déterminer les paramètres de modélisation.

Tableau 7.1 Caractéristiques des sols étudiés

	Sable fluvio-glaciaire	Till glaciaire	Argile Long Terme
$c'$ (kPa)	0	0	6
$\phi'$ (°)	35°	40°	35°
$\nu$	0,35	0,35	0,25
$E$ (MPa)	65	500	2
$I_d$ (%)	60	90	N/A
$\gamma_H$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,5	21,5	16,5
$\gamma_T$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	22	17
$\Psi$ (°)	0° ou 15° ou 30°		

## **7.1 Définition des modèles numériques : présentation du logiciel FLAC et études de sensibilité**

Cette partie du chapitre s'attache à proposer des modèles numériques fiables en ce qui concerne l'évaluation de la capacité portante avec le logiciel de différences finies FLAC à travers une étude de sensibilité sur les paramètres de modélisation. Ces paramètres sont la finesse du maillage de la grille, l'influence de l'angle de dilatation sur la capacité portante, la modélisation de la nappe phréatique en surface ou en profondeur, et la modélisation d'une fondation à surface lisse ou rugueuse. L'étude de sensibilité est d'abord réalisée pour un sol naturel et ensuite pour un sol traité.

### **7.1.1 Présentation du logiciel FLAC**

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel de différences finies explicite bidimensionnel spécialement conçu pour les géomatériaux et l'ISS. Il utilise une méthode de résolution temporelle explicite afin de résoudre les équations du champ dans lesquelles chaque dérivée est remplacée par une expression algébrique écrite en termes de variables du champ (contraintes ou déplacement) en des points discrets de l'espace (Itasca, 2006). Ces variables ne sont pas définies dans les éléments.

Contrairement aux méthodes d'éléments finis, qui pour la plupart assemblent les matrices élémentaires en une matrice de rigidité généralisée, les méthodes de différences finies régénèrent les équations à chaque pas de temps. FLAC intègre également la méthode du « volume fini » qui permet de modéliser des grilles non rectangulaires (Itasca, 2006).

Les équations dynamiques de mouvement sont incluses dans le code afin d'assurer sa stabilité lors des ruptures soudaines des matériaux non linéaires, au cours desquelles une partie de l'énergie est transformée en énergie cinétique. Ainsi, il est également possible de faire des analyses dynamiques avec le code FLAC. Le fonctionnement du code de calcul est présenté dans la Figure 7.1.

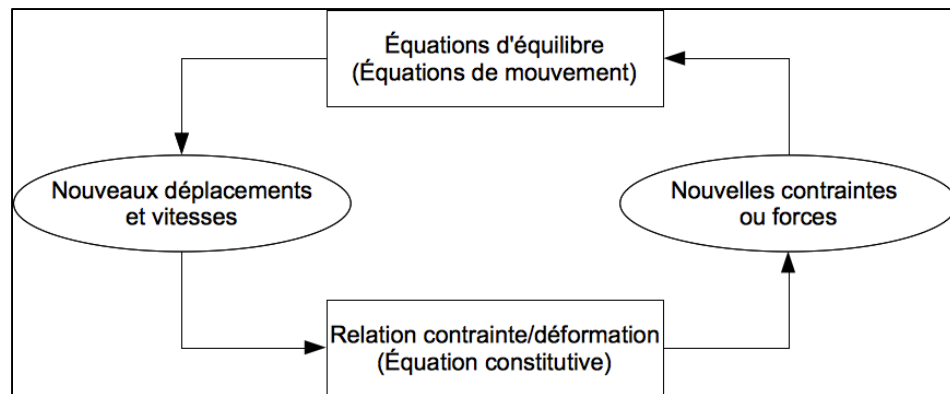


Figure 7.1 Schéma de calcul explicite

Dans les deux étapes indiquées dans des rectangles, les calculs sont faits en considérant les vitesses et contraintes comme fixes pour l'ensemble de la grille. Le pas de calcul est choisi suffisamment petit pour éviter que la vague de propagation des efforts ne soit plus rapide que la vague de calcul. L'avantage principal de ce principe est d'éviter le calcul itératif au sein d'un élément même si celui-ci est fortement non linéaire. Par contre il faut un grand nombre de pas de calcul. Ce type de méthode est donc plus efficace que les méthodes implicites pour les systèmes fortement non linéaires, et où les déformations sont grandes. Les codes de calcul aux éléments finis, donnent cependant des résultats similaires (Itasca, 2006).

Les lois de comportement des sols disponibles dans FLAC sont nombreuses. Il y a des modèles élastiques, et élasto-plastiques. Dans le cadre de cette thèse le choix s'est porté sur le modèle de Mohr-Coulomb, qui est le modèle conventionnel utilisé pour représenter la rupture en cisaillement dans les sols (Itasca, 2006).

### 7.1.2 Étude de sensibilité pour un sol naturel

#### Définition des paramètres du modèle numérique et affinage de la grille

En utilisant la symétrie du problème pour diminuer la taille de la grille et donc le temps de calcul, il est possible d'utiliser le modèle présenté ci-dessous. Deux conditions sont

analysées : les fondations lisses (smooth footing : vitesse libre en x) et les fondations rugueuses (rough footing : vitesse en x bloquée).

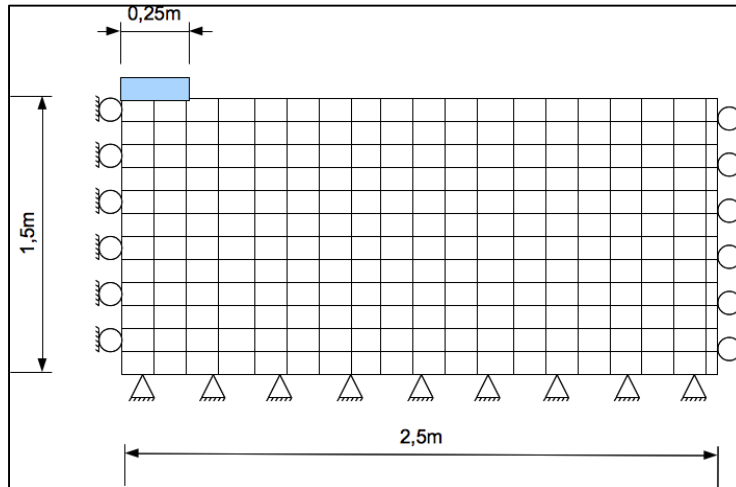


Figure 7.2 Schématisation du modèle employé et conditions aux frontières

Afin d'estimer la capacité portante, une vitesse est appliquée sur les nœuds de la grille. Cette vitesse est choisie suffisamment faible afin de conserver une force non balancée faible, tel que préconisé par Frydman et Burd (1995). L'évaluation de la capacité portante se fait via une fonction FISH (le langage de programmation interne à FLAC) qui a pour but d'estimer la force verticale appliquée sur l'ensemble de la largeur  $B$  de la « fondation » (ici 0,25 m) puis de diviser par  $B$  pour obtenir une capacité portante en kPa (Itasca, 2006). Pour représenter une fondation lisse, la vitesse des nœuds chargés est fixée uniquement selon l'axe  $y$  (vertical). Pour représenter une fondation rugueuse, la vitesse des nœuds chargés est fixée selon les axes  $x$  et  $y$  (Frydman et Burd, 1995; Yin et al., 2001).

Le choix du maillage de la grille (uniforme ou non) et du nombre de mailles par mètre s'appuie sur les modélisations avec FLAC répertoriées dans la littérature et sur une étude de sensibilité incluant l'influence de l'angle de dilatation sur la capacité portante calculée. Le rapport de Frydman et Burd (1995) indique une subdivision de la grille très fine (de l'ordre de 1 à 3 cm sous la surface de la semelle, soit 33 à 100 subdivisions par mètre) et une grille non uniforme de 10 m par 10m, alors que l'article de Yin et al. (2001) utilise une maille de

37,5 cm horizontalement sur 50 cm verticalement mais avec une grille uniforme de 15 m par 54 m.

L'étude de sensibilité considère des mailles de trois dimensions différentes, trois angles de dilatation et trois types de sol. Le Tableau 7.2 présente les dimensions des mailles étudiées, la répartition du chargement correspondant et la nomenclature utilisée. Les Figures 7.3 à 7.5 représentent ces trois types de grilles.

Tableau 7.2 Nomenclature utilisée pour l'étude de sensibilité

	Subdivisions par mètre	Taille d'une maille (cm)	Nombre de mailles	Nœuds chargés	Taille fondation (B/2 en cm)
G10	10	10 x 10	375	1 à 3	25
G30	30	3,3 x 3,3	3375	1 à 8	24,99999
G50	50	2 x 2	9375	1 à 13	25

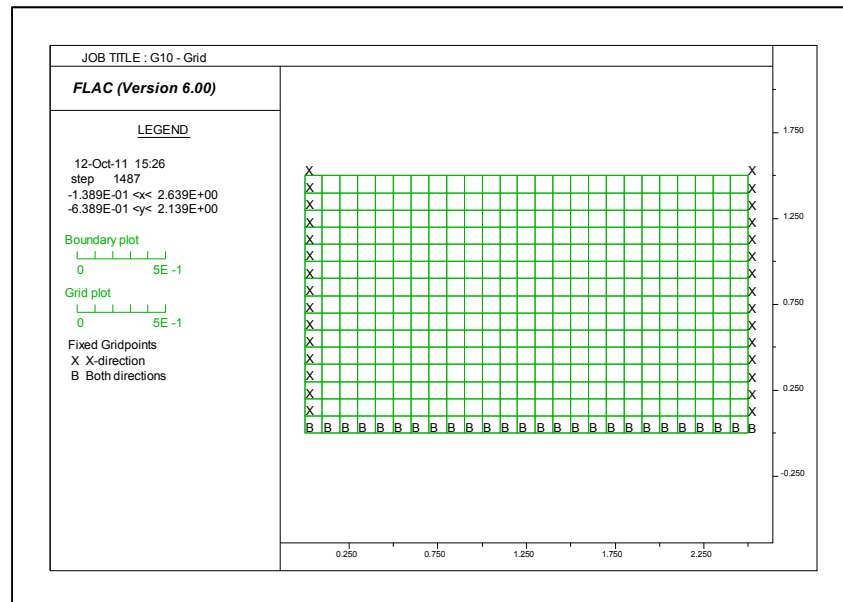


Figure 7.3 Grille de type G10 et conditions aux frontières

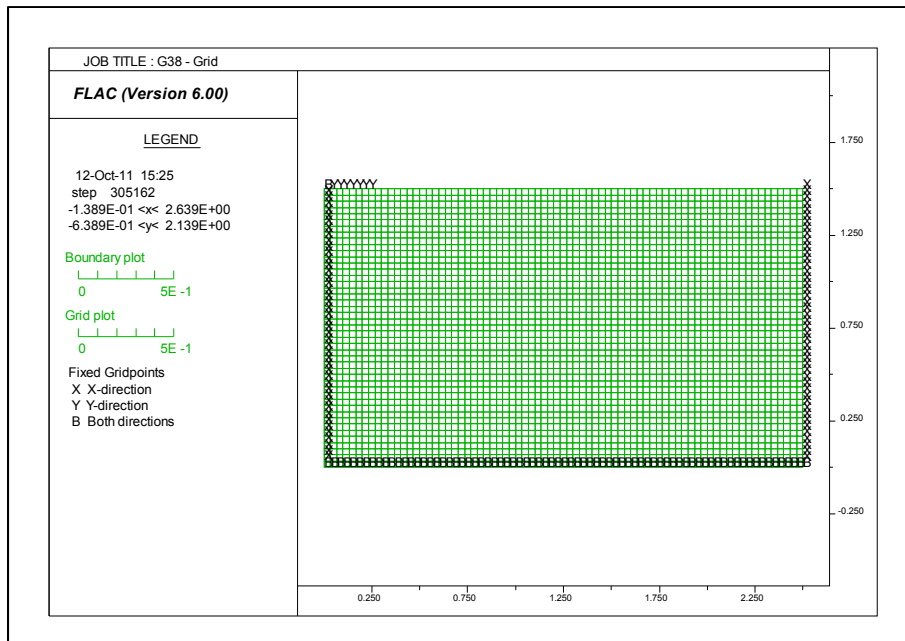


Figure 7.4 Grille de type G30 et conditions aux frontières

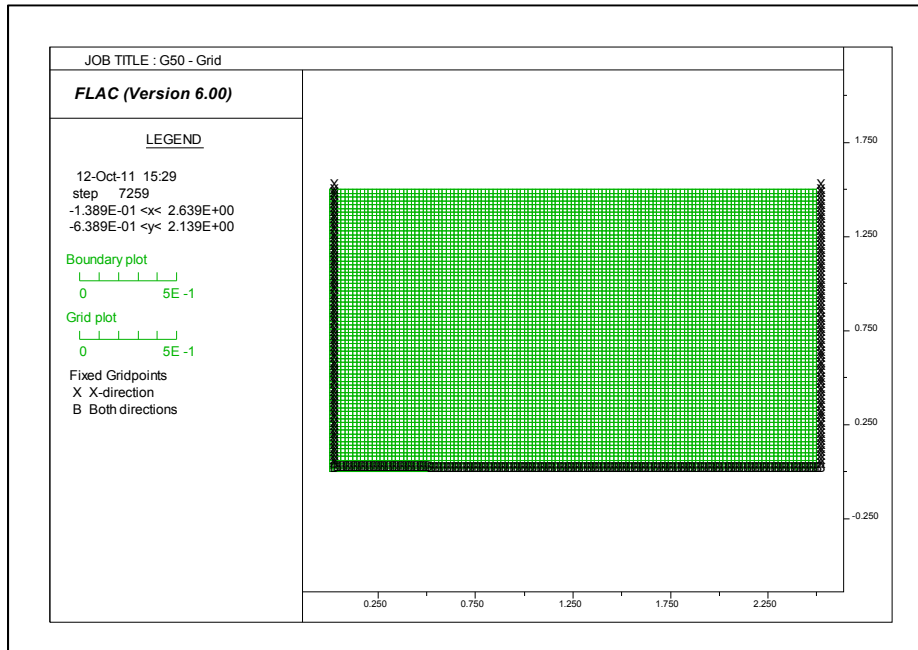


Figure 7.5 Grille de type G50 et conditions aux frontières



### Comparaison des capacités portantes obtenues avec FLAC et le MCIF

Le Tableau 7.3 présente les capacités portantes théoriques obtenues selon la méthode de calcul du MCIF (M1) pour les trois sols étudiés et pour différentes conditions : nappe phréatique en surface ou en profondeur, fondation à surface lisse ou rugueuse. Le critère de rupture est le critère de Mohr-Coulomb.

Tableau 7.3 Capacités portante (en kPa) pour une semelle de largeur 50 cm, MCIF

Fondation	Nappe phréatique	Till	Sable	Argile
Filante à surface lisse	En profondeur	240,61	92,30	369,04
Filante à surface rugueuse	En profondeur	470,57	176,2	452,94
Filante à surface lisse	En surface	133,32	44,65	321,39
Filante à surface rugueuse	En surface	260,74	85,22	361,96

Le Tableau 7.4 présente les capacités portantes des trois sols naturels, déterminées avec FLAC pour une fondation à surface lisse avec une nappe en profondeur, ainsi que les écarts avec les valeurs théoriques calculées au Tableau 7.3, pour les différentes finesses de maillage des grilles et un angle de dilatation  $\psi$  variable.

Tableau 7.4 Capacités portantes (en kPa) obtenues avec FLAC, surface lisse, nappe en profondeur

		Till (240,61 kPa)		Sable (92,30 kPa)		Argile (369,04 kPa)	
	Angle $\psi$	FLAC	Écart	FLAC	Écart	FLAC	Écart
G10	0°	219,0	-9,0%	87,3	-5,4%	361,0	-2,2%
	15°	239,7	-0,4%	93,5	1,3%	373,2	1,1%
	30°	235,1	-2,3%	88,0	-4,7%	379,2	2,8%
G30	0°	200,0	-16,9%	84,1	-8,9%	357,2	-3,2%
	15°	229,8	-4,5%	87,1	-5,6%	393,2	6,5%
	30°	246,4	2,4%	92,9	0,7%	400,5	8,5%
G50	0°	210,0	-12,7%	79,1	-14,3%	340,0	-7,9%
	15°	232,0	-3,6%	86,9	-5,9%	397,0	7,6%
	30°	263,4	9,5%	94,3	2,2%	403,4	9,3%

Pour tous les types de sol, il est possible de noter une augmentation de la capacité portante (de +5% à +25%) lorsque l'angle de dilatation  $\psi$  augmente, tel qu'observé dans les travaux de Yin et al. (2001). Ceci est également visible dans les courbes contrainte déplacement des Figures 7.6 et 7.7 pour une argile non saturée.

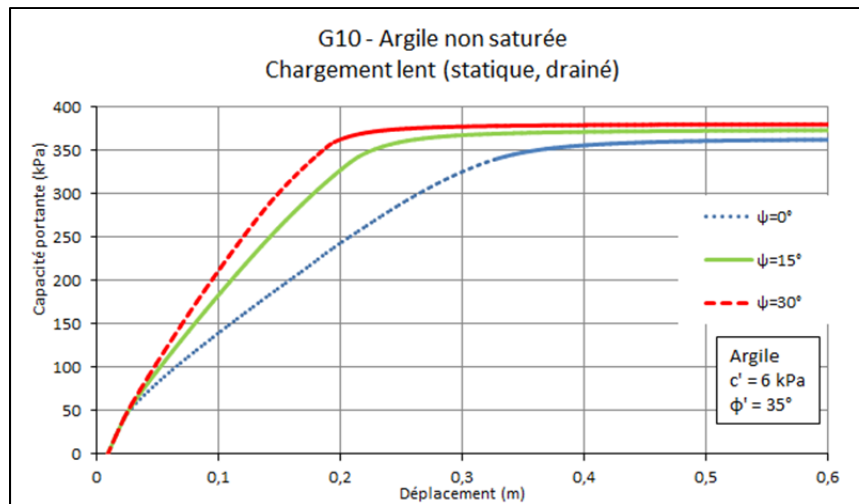


Figure 7.6 Diagrammes contrainte déplacement pour une argile non saturée lorsque  $\psi$  varie, analyse en contraintes effectives, conditions drainées

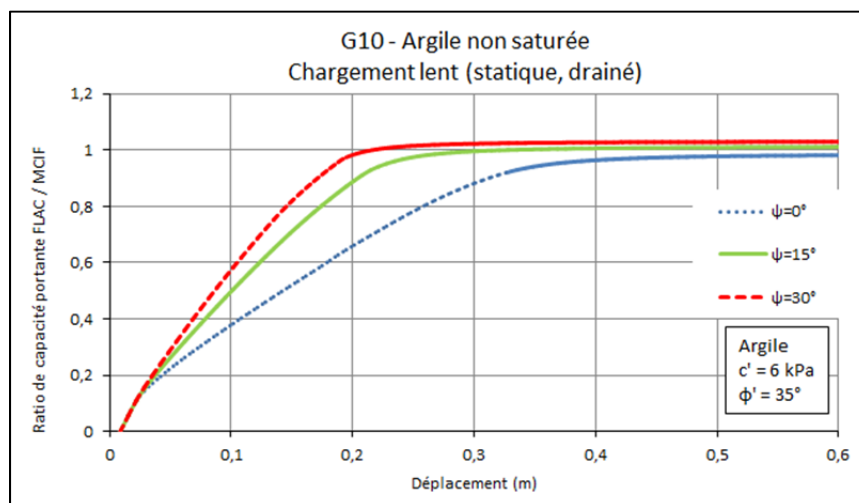


Figure 7.7 Diagrammes contrainte déplacement normalisés par rapport au MCIF, pour une argile non saturée lorsque  $\psi$  varie, analyse en contraintes effectives, conditions drainées

Globalement, le modèle proposé, avec une subdivision de grille de 30 éléments par mètre ou plus (G30 ou G50), avec un angle de dilatation  $\psi$  compris entre  $\Phi/3$  et  $2\Phi/3$  (dans le cas présent  $\psi=15^\circ$ ) donne des résultats satisfaisants (entre  $\pm 6,5\%$  de la valeur théorique obtenue avec le MCIF).

Le Tableau 7.5 présente les capacités portantes obtenues avec FLAC pour une fondation rugueuse pour une subdivision de la grille à 10 et 30 éléments par mètre (G10 et G30), ainsi que les écarts avec les valeurs théoriques au Tableau 7.3.

Tableau 7.5 Capacités portantes (en kPa) obtenues avec FLAC, fondation rugueuse

		<b>Till (<math>\phi'=40^\circ</math>)</b>		<b>Sable (<math>\phi'=35^\circ</math>)</b>		<b>Argile (<math>c'=6</math> kPa, <math>\phi'=35^\circ</math>)</b>	
	<b>Angle <math>\psi</math></b>	<b>FLAC</b>	<b>Écart</b>	<b>FLAC</b>	<b>Écart</b>	<b>FLAC</b>	<b>Écart</b>
G10	$0^\circ$	444,0	-5,6%	184,0	4,4%	449,3	-0,8%
	$15^\circ$	545,0	15,8%	177,0	0,5%	523,0	15,5%
	$30^\circ$	480,1	2,0%	176,0	-0,1%	568,0	25,4%
G30	$0^\circ$	355,0	-24,6%	154,5	-12,3%	414,0	-8,6%
	$15^\circ$	476,0	1,2%	181,0	2,7%	504,0	11,3%
	$30^\circ$	486,0	3,3%	203,0	15,2%	539,0	19,0%

Les tendances observées au Tableau 7.5 sont comparables à celles du Tableau 7.4 : on remarque une augmentation de la capacité portante pour un angle de dilatation de  $15^\circ$  puis une diminution lorsque  $\psi=30^\circ$  pour le sable et le till (alors que ce n'est pas le cas pour l'argile) pour une grille de 10cm. Pour une grille de 3,3cm (G30), la tendance est similaire à celle observée pour une fondation lisse (augmentation de la capacité portante avec augmentation de l'angle de dilatation), cependant les écarts avec le MCIF sont plus marqués pour une fondation rugueuse, et en particulier pour l'argile.

Théoriquement, la capacité portante est censée augmenter sensiblement lorsque l'angle de dilatation augmente, en conséquence, un maillage à 10 subdivisions par mètre n'est pas indiqué pour la suite de l'étude. Une fondation lisse a été considérée.

### 7.1.3 Étude de sensibilité pour un sol traité

Pour l'étude de sensibilité pour la finesse de maillage nécessaire sur sol traité, nous nous intéressons d'abord au comportement d'un modèle homogène pour la partie densifiée du sol, dont les propriétés plastiques ( $c'$  et  $\Phi'$ ) sont évaluées à l'aide de la méthode de Priebe (1995).

#### Affinage de la grille

Pour un maillage uniforme de 5cm x 5cm sur toute la surface de la grille, la Figure 7.9 montre que la courbe contrainte déplacement est exactement la même que pour une grille avec un maillage de 5cm x 5cm uniquement sous la semelle et une maille de 25cm pour le reste du modèle [Figure 7.8]. Ainsi le type maillage présenté à la Figure 7.8 sera préféré à un maillage uniforme afin de diminuer le temps de calcul.

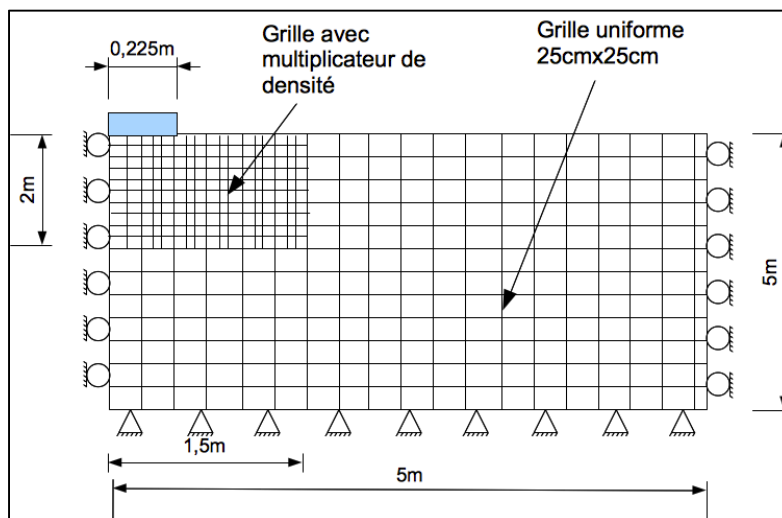


Figure 7.8 Grille non uniforme avec multiplicateur de densité

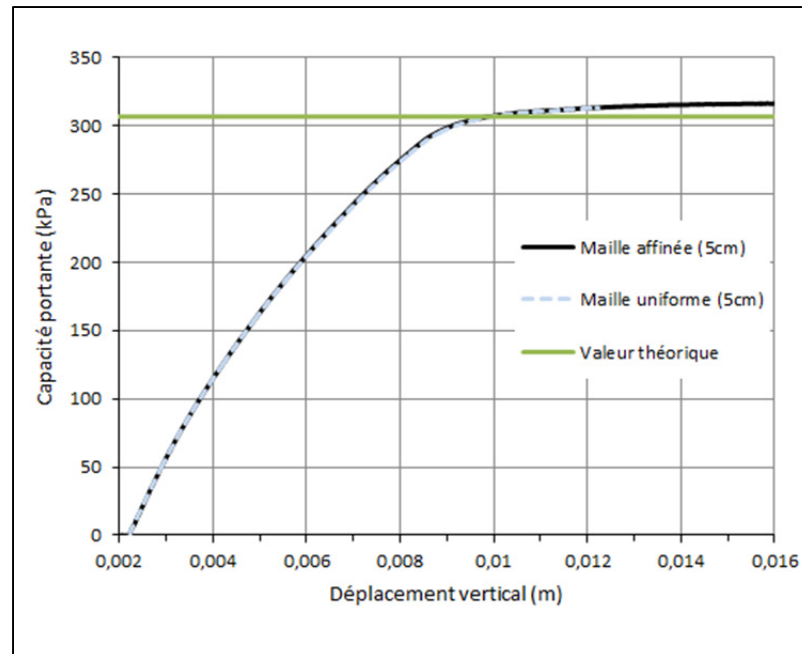


Figure 7.9 Diagramme contrainte déplacement pour une fondation de 45cm sur différents types de grilles (sable, nappe en profondeur, surface lisse)

Le Tableau 7.6 présente les capacités portantes obtenues avec FLAC et comparées à celles déterminées d'après la méthode du MCIF (M1) pour différentes densités de maillage sous la semelle. Il est possible de remarquer que la largeur de la fondation varie légèrement la taille du maillage (les nœuds devant coïncider), mais également que la précision augmente sensiblement lorsque la finesse de la maille augmente (2,5% d'écart pour une maille de 2,5cm contre 5,5% pour une maille de 5 cm).

Tableau 7.6 Influence de la densité de maillage sous la semelle de fondation (sable, surface lisse, nappe en profondeur)

Multiplicateur de densité	Maille (cm)	Noeuds chargées	B/2 (cm)	B (cm)	Capacité portante (kPa)		
					FLAC	MCIF	Écart
1	25,00						
5	5,00	5	22,50	45,00	78,5	83,07	5,5%
6	4,17	6	22,92	45,83	79,4	84,55	6,1%
7	3,57	7	23,21	46,43	81,3	85,66	5,1%
10	2,50	10	23,75	47,50	85,5	87,69	2,5%

Néanmoins, les écarts restent acceptables et le choix s'est arrêté sur une maille de 5 cm afin de limiter le nombre d'éléments et ainsi réduire le temps de calcul. Les résultats résumés au Tableau 7.6 sont présentés sous forme graphique dans la Figure 7.10.

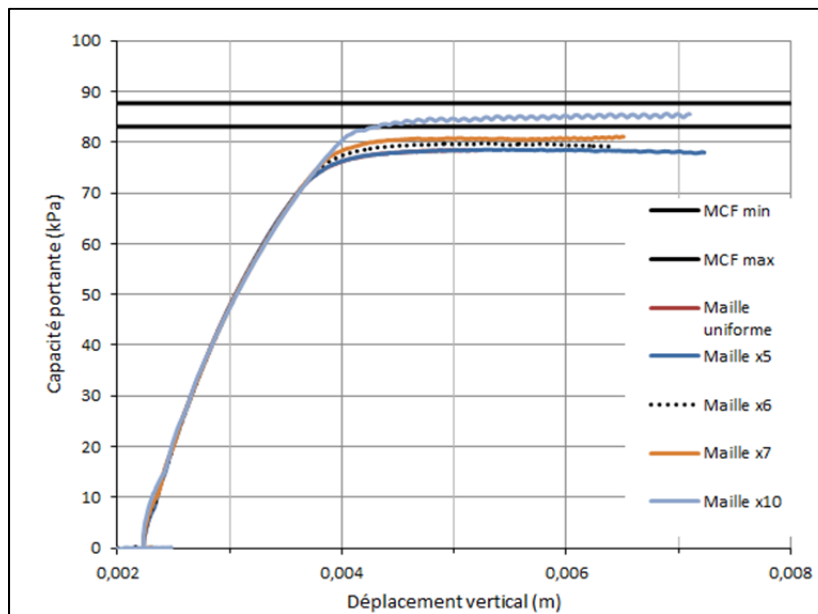


Figure 7.10 Diagrammes contrainte déplacement pour différentes finesses de maillage sous la fondation

### Comparaison des capacités portantes statiques obtenues avec FLAC et le MCIF

Après avoir arrêté un choix quant au maillage de la grille, il est possible de comparer les capacités portantes que l'on obtient avec différents types de sol et différents taux de remplacement. Trois types de sols sont étudiés : till glaciaire, sable fluvio-glaciaire et argile. Les capacités portantes comparées sont : celle déterminée d'après la méthode de Priebe et le MCIF (méthode hybride M6 implémentée dans CaPoDyn), celles obtenues avec FLAC pour un modèle de sol traité homogène équivalent sous la fondation avec les paramètres plastiques obtenus grâce à la méthode de Priebe, et pour un modèle de sol traité par des colonnes avec et sans effets d'installation (densification du sol entre les colonnes). Le Tableau 7.7 présente le plan d'analyse et la nomenclature utilisée pour les modèles de sol avec FLAC. Les

dimensions de la zone traitée sont fixes (1,5m par 2m), seul le taux de remplacement varie (20%, 26,7% et 36,7%), et l'angle de frottement interne du ballast est pris égal à  $40^\circ$ .

Tableau 7.7 Nomenclature, sol traité

Modèle du sol traité	Nom	Angle de frottement surévalué afin de représenter l'effet d'installation	Taux de remplacement Ar
Homogène (Priebe)	H		20% 26,7% 36,7%
Hétérogène (col. Ballastées) sans effet d'installation	CN		
Hétérogène (col. Ballastées) avec effet d'installation	C1	$\phi'=37^\circ$	
	C2	$\phi'=39^\circ$	
	C3	$\phi'=41^\circ$	
	C4	$\phi'=42^\circ$	
Non traité	NR		

Le Tableau 7.8 présente les capacités portantes estimées à l'aide du chiffrier CaPoDyn (Méthode M6), en employant les paramètres plastiques du sol traité homogène équivalent ( $\phi'$  et  $c'$ ) obtenus à partir de la méthode de Priebe.

Tableau 7.8 Évaluation des capacités portantes, en kPa, pour une charge verticale centrée avec CaPoDyn (Méthode M6)

	$q_u$ (kPa)						
	Till	$\phi'$ (°)	Sable	$\phi'$ (°)	Argile	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
NR	216,55		83,07		359,81		
Ar=20%	412,33	43,97	306,68	43,05	821,45	4,85	43,05
Ar=26,7%	434,41	44,29	338,84	43,66	852,71	4,52	43,66
Ar=36,7%	456,62	44,60	372,42	44,24	863,12	4,02	44,24

L'augmentation de capacité portante est significative lorsque l'on passe du sol naturel à un sol traité avec un taux de remplacement de 20%, alors qu'il est généralement préconisé d'aller jusqu'à 25% voire au-delà (McCabe et al., 2007). L'augmentation est cependant moins marquée pour un till, car c'est un type de sol très dense. Par ailleurs les travaux de Kirsch (2008), présentés dans la Figure 7.11, montrent que la méthode de Priebe (qui prend

en compte les effets d'installation) donne des résultats un peu optimistes, mais proches des tassements mesurés in situ.

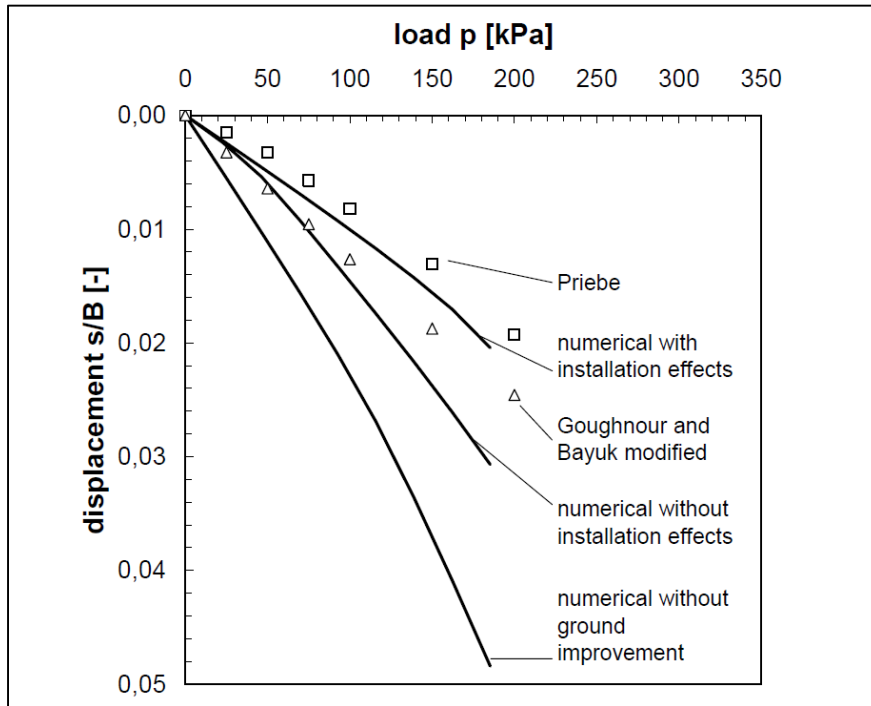


Figure 7.11 Résultats analytiques pour le comportement  
chargement tassement d'un groupe de 25 colonnes  
Tirée de Kirsch (2008)

Le Tableau 7.9 présente les capacités portantes obtenues avec FLAC pour différents taux de remplacement, sur trois sols [Tableau 7.1], dans le cas d'une fondation lisse et pour une nappe en profondeur. L'écart avec les valeurs calculées à l'aide de CaPoDyn (Méthodes M1 et M6) est également présenté. En première approche, l'effet d'installation a été représenté par une augmentation arbitraire de l'angle de frottement interne pour le sol traité situé entre les colonnes [Tableau 7.9]. Il est évident que les effets d'installation des colonnes dans le sol ne peuvent se réduire à une simple augmentation de l'angle de frottement interne (voir chapitre 4 pour tous les effets d'installation). Les travaux de Kirsch (2006, 2008) s'intéressent particulièrement aux effets d'installation des colonnes dans le sol. Par ailleurs Kirsch indique que les effets d'installation peuvent être considérés comme permanents dans



les sols présentant une part importante de matériau non cohésif mais que des investigations plus poussées sont nécessaires pour statuer sur ce sujet (Kirsch, 2008).

Tableau 7.9 Comparaison des capacités portantes obtenues avec FLAC (en kPa), pour une fondation à surface lisse, à celles obtenues avec CaPoDyn (Méthode M6)

	Modèle	Till		Sable		Argile	
		$q_u$ (kPa)	Écart (M6)	$q_u$ (kPa)	Écart (M6)	$q_u$ (kPa)	Écart (M6)
	<b>NR</b>	<b>227</b>	<b>4,8%</b>	<b>78,5</b>	<b>-5,5%</b>	<b>375,7</b>	<b>4,4%</b>
Ar=20%	H	482	16,9%	314,2	2,5%	903,2	10%
	CN	294	-29%	121	-60,5%	584	-29%
	C1 (+2°)			163	-46,9%	689	-16%
	C2 (+3°)			211	-31,2%	817	-1%
	C3 (+4°)	337	-18%	277	-9,7%	981	19%
	C4 (+5°)	387	-6%	318	3,7%	1075	31%
Ar=26,7%	H	514	18%	359	5,9%	990	16%
	CN	312	-28%	144	-57,5%	635	-26%
	C1 (+2°)			182	-46,3%	690	-19%
	C2 (+3°)			231	-31,8%	878	3%
	C3 (+4°)	353	-19%	296	-12,6%	1020	20%
	C4 (+5°)	401	-8%	336	-0,8%	1116	31%
Ar=36,7%	H	546	20%	405	8,7%	988	14%
	CN	284	-38%	146	-60,8%	712	-18%
	C1 (+2°)			183	-50,9%	825	-4%
	C2 (+3°)			233	-37,4%	965	12%
	C3 (+4°)	361	-21%	298	-20,0%	1115	29%
	C4 (+5°)	410	-10%	339	-9,0%	1207	40%

Le Tableau 7.9 indique que lorsque la partie du sol traitée est modélisée par un sol homogène (H) aux propriétés déterminées par la méthode de Priebe, la capacité portante estimée par FLAC est plus grande que celle donnée par la méthode implémentée dans CaPoDyn. Les écarts maximaux sont obtenus pour le till (angle de frottement interne le plus grand) avec 16,9% à 20% d'écart suivant le taux de remplacement. Les résultats mettent également en évidence qu'il est impossible de simplifier l'effet d'installation à une augmentation arbitraire (règle du pouce) de l'angle de frottement interne tant les disparités de comportement sont grandes entre les différents types de sol et différents taux de remplacement. Il faut donc

utiliser une méthode permettant d'estimer l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol entre les colonnes de ballast.

Les Figures 7.12 à 7.14 montrent les diagrammes ratio de contrainte déplacement pour les différents modèles pour chaque taux de remplacement étudié. Le ratio présenté est la capacité portante estimée avec le modèle FLAC sur la capacité portante calculée avec CaPoDyn (Méthode M6).

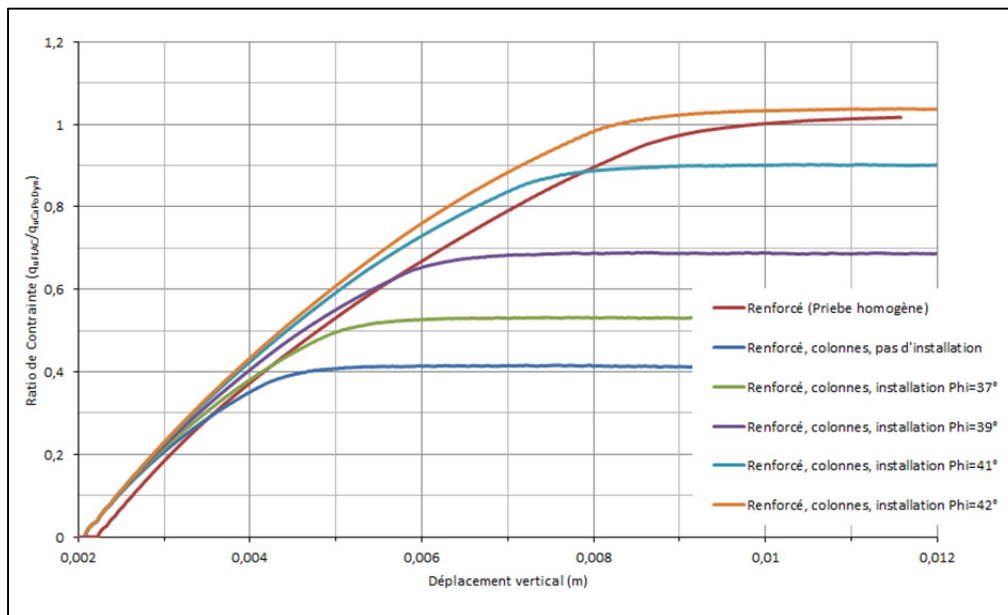


Figure 7.12 Diagrammes du ratio des contraintes (FLAC/M6) - déplacement pour le sable, pour différents types de traitement,  $Ar=20\%$

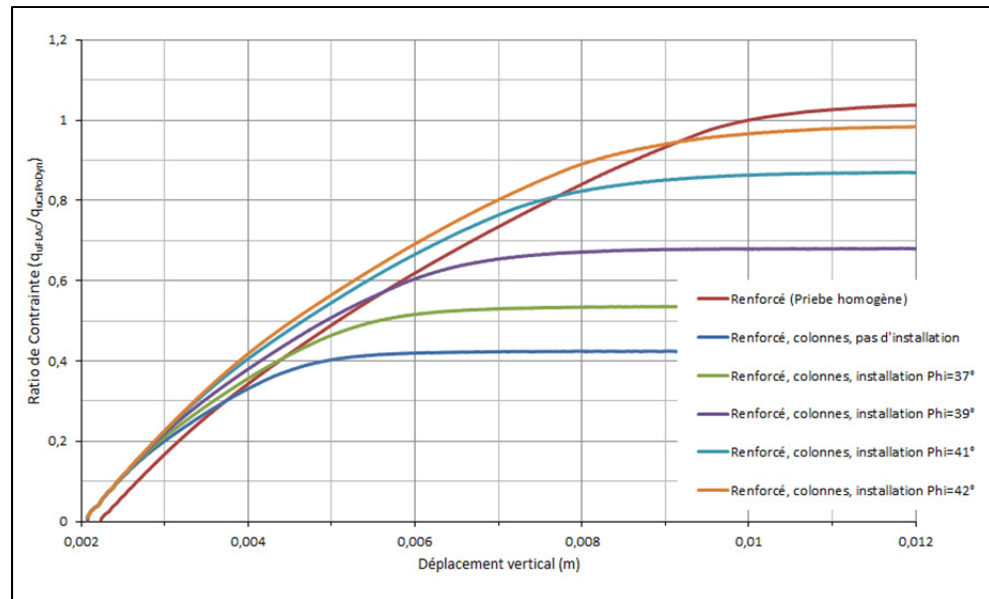


Figure 7.13 Diagrammes du ratio des contraintes (FLAC/M6) - déplacement pour le sable, pour différents types de traitement,  $Ar=26,7\%$

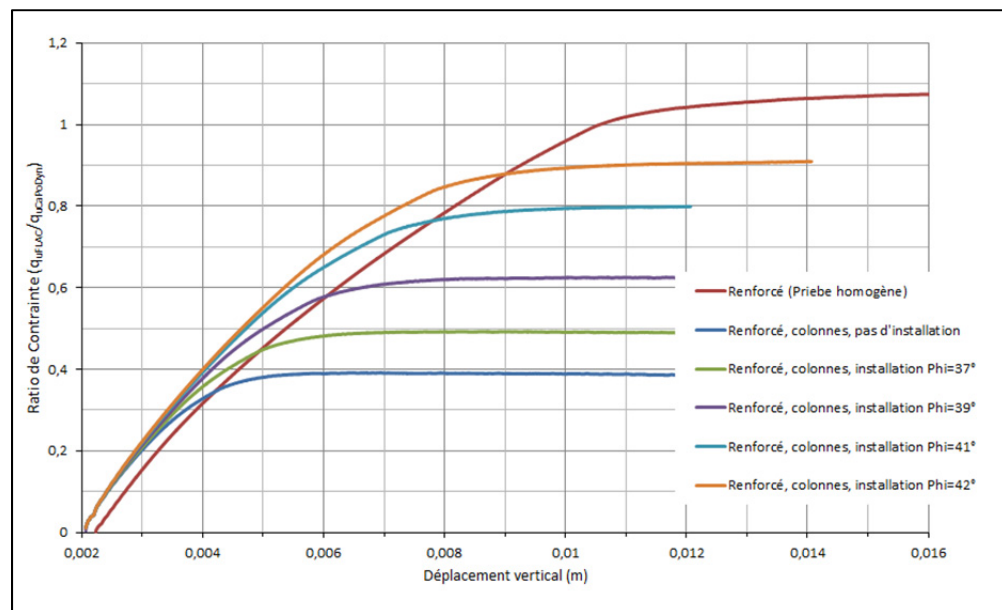


Figure 7.14 Diagrammes du ratio des contraintes (FLAC/CaPoDyn) - déplacement pour le sable, pour différents types de traitement,  $Ar=36,7\%$

Pour atteindre une capacité portante équivalente à celle estimée par la méthode M6, l'augmentation de l'angle de frottement entre les colonnes de ballast doit être importante.

Une comparaison des capacités portantes estimées avec la méthode de Baez (M8) et celle de Priebe (M6) et leurs équivalents numériques est présentée au Chapitre 8.

## 7.2 Modélisation de la semelle superficielle

Cette section vise à présenter les différentes options afin de modéliser une semelle superficielle en surface avec le logiciel FLAC. Cette semelle devra permettre d'appliquer sur la grille un déplacement et une contrainte uniforme afin d'avoir un comportement réaliste. À cet effet, les résultats obtenus avec différents modèles FLAC seront comparés à des modèles de référence présentés dans le livre de P. Mestat « Ouvrages en interaction » (1999).

Deux stratégies de modélisation sont envisagées :

- 1) appliquer une vitesse uniforme sur la grille, afin de représenter la surface de la fondation sur le sol, et calculer la contrainte correspondante. Au cours de la modélisation la contrainte et le déplacement sous la semelle sont enregistrés. C'est la technique employée dans un exemple donné dans le manuel de FLAC;
- 2) représenter la fondation par un élément poutre dont les nœuds sont connectés à la grille et connecter une colonne et une masse à son sommet à cette fondation (nous appellerons ce modèle « lollipop »). La masse au sommet du lollipop est augmentée par incrément et les tassements sous la fondation sont enregistrés.

### 7.2.1 Modèles de référence

Deux modèles de référence sont considérés, l'un sur sol cohérent et l'autre sur sol pulvérulent.

#### Modèle de référence d'une semelle filante sur un sol cohérent

Les paramètres sont :

- $E = 50 \text{ MPa}$
- $\nu = 0,3$
- $c_u = 20 \text{ kPa}$

- $\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$

La capacité portante théorique est donnée par l'équation (7.1) :

$$q_u = (\pi + 2)c_u = 102.832 \text{ kPa} \quad (7.1)$$

Les courbes contrainte tassement sont données pour des modules d'élasticité et des coefficients de poisson variables. Ces courbes sont directement comparées à celles obtenues à l'aide des différents modèles FLAC.

### **Modèle de référence d'une semelle filante sur un sol pulvérulent**

Les paramètres sont :

- $E = 50 \text{ MPa}$
- $\nu = 0,33$
- $\psi = \phi = 20^\circ$
- $\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$

La capacité portante théorique donnée par Mestat est 301,4 kPa or avec les paramètres donnés la valeur théorique devrait être de 150 kPa. En prenant  $\psi = \phi = 30^\circ$  la valeur théorique est de 300 kPa tel qu'indiqué par Mestat, nous supposons donc qu'une erreur s'est glissée dans l'ouvrage de Mestat (LeBoeuf, 2012).

Les courbes contrainte tassement sont données pour des modules et des angles de dilatations variables. Ces courbes sont directement comparées à celles obtenues à l'aide des différents modèles FLAC.

Enfin, la dernière référence retenue pour une semelle superficielle sur sol pulvérulent est l'étude de Sheehan et al. (2010). Leur étude de cas est très intéressante car c'est une des rares à présenter des résultats de tassement mesurés in situ (pour un chargement « statique »

appliqué lentement). Cependant plusieurs imprécisions dans l'article viennent entacher la reproductibilité exacte des résultats. En premier lieu les auteurs mentionnent qu'il faudrait considérer 80% du module d'élasticité car les charges appliquées sur la fondation sont beaucoup plus faibles que la capacité portante, mais par la suite (pour la simulation avec PLAXIS), il n'est pas indiqué si le module d'élasticité utilisé est  $E_{\max}$  ou  $0.8E_{\max}$ . Par ailleurs les résultats obtenus avec PLAXIS, par trois méthodes différentes, présentent une incohérence [en gras au Tableau 7.10]. En effet, avec un module d'élasticité plus grand pour le cas « resonant column », les déplacements devraient être inférieurs à ceux obtenus pour le cas SASW.

Tableau 7.10 Tassement obtenus avec PLAXIS  
Résumé des résultats de Sheehan et al. (2010)

	$\bar{V}_s$ (m/s)	$E_{\max}$ (MPa)	Tassement PLAXIS (mm)
SASW	149	108	0,48
Resonant column	151	111	<b>0,58</b>
Crosshole	183	163	0,33

### 7.2.2 Vitesse appliquée sur la grille

La première vérification porte sur le modèle utilisant une vitesse constante appliquée sur la grille afin de déterminer la capacité portante.

#### Modèle de référence d'une semelle filante sur un sol cohérent

Les Figures 7.15 et 7.16 comparent les courbes contrainte tassement obtenues avec FLAC (présentées sur la gauche) aux résultats de Mestat et Pratt (présentés sur la partie droite des figures).

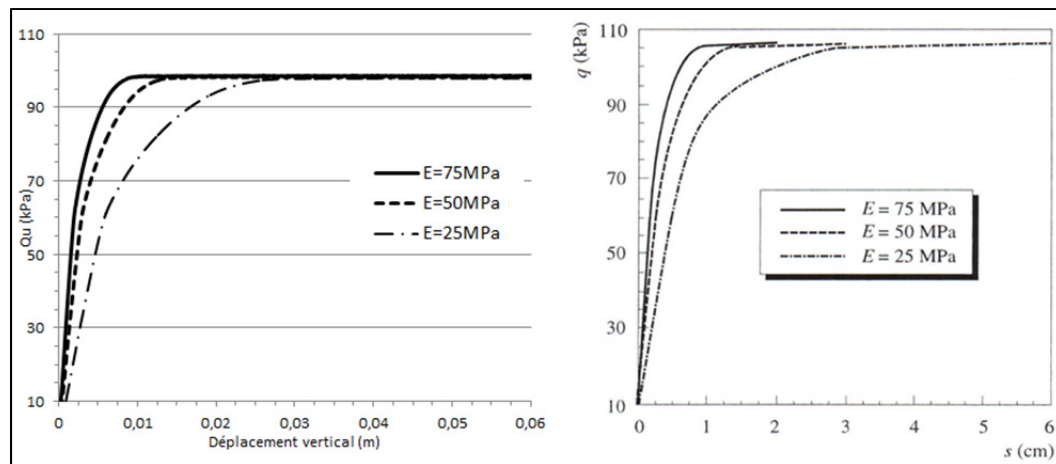


Figure 7.15 Comparaison des courbes contrainte tassement pour un module d'élasticité variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite)  
Tirée de Mestat et Prat (1999)

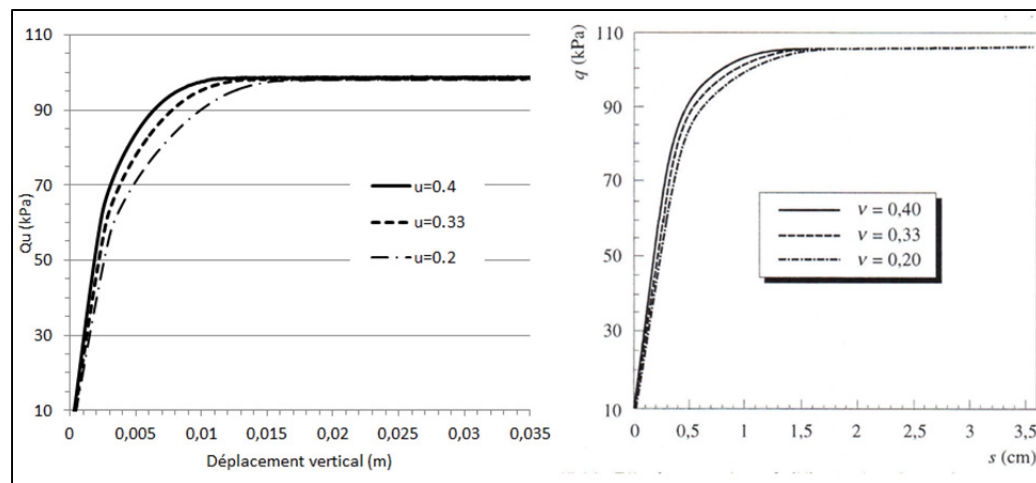


Figure 7.16 Comparaison des courbes contrainte tassement pour un coefficient de poisson variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite)  
Tirée de Mestat et Prat (1999)

On peut constater que la méthode d'une vitesse appliquée sur la grille donne des résultats très proches de ceux donnés par Mestat. Il serait évidemment possible de raffiner le maillage afin d'avoir une solution plus proche encore des résultats proposés dans « Ouvrages en interaction ». En termes de capacité portante, les résultats obtenus avec ce modèle sont légèrement inférieurs à la capacité théorique et à celle de Mestat. Cet écart de moins de 4.41% est acceptable.

Tableau 7.11 Comparaison des capacités portantes obtenues

<b><math>q_u</math> théorique</b>	102,832	
<b><math>q_u</math> obtenu avec FLAC</b>	E=25MPa	98,3
	E=50MPa	98,5
	E=75MPa	98,8
<b>Écart</b>		-4,41%
<b>Écart Mestat</b>		-1,1% à -3,6%

### Modèle de référence d'une semelle filante sur un sol pulvérulent

La Figure 7.17 présente l'incidence de de l'augmentation de l'angle de dilatation interne aux résultats obtenus par Mestat (l'angle de frottement interne a été porté à  $30^\circ$  car les résultats présentés dans le livre de P. Mestat n'ont pas de sens en regard des paramètres suggérés). Il est possible de remarquer que la capacité portante maximale est bien estimée (et est en accord avec la capacité portante maximale théorique calculée avec la méthode de Vesic, à 300 kPa). Par contre les paramètres élastiques semblent être différents de ceux indiqués par Mestat ce qu'on remarque par l'écart un peu plus grand entre les courbes pour un angle de dilatation variable. Sachant qu'une erreur s'est glissée dans son livre, il est impossible de conclure définitivement sur la fiabilité de ce modèle.

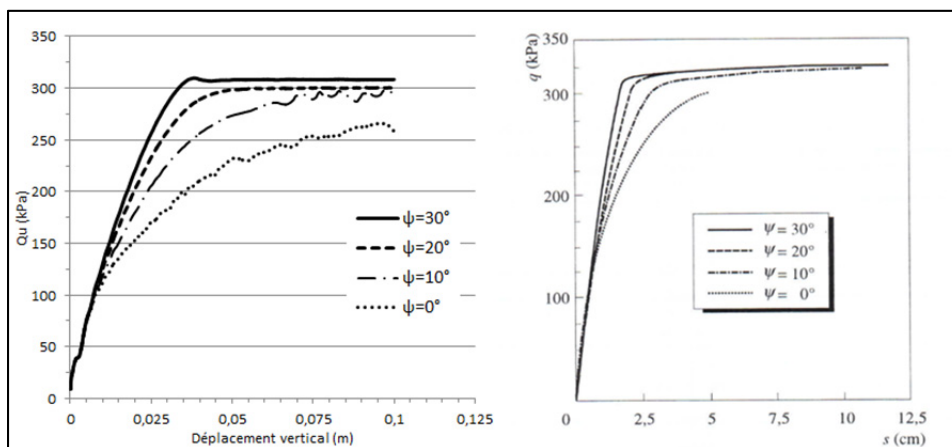


Figure 7.17 Comparaison des courbes contrainte tassement pour un angle de dilatation variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite)

Tirée de Mestat et Prat (1999)



### 7.2.3 Modèle « lollipop » : masse transmise à la grille par un élément poutre

Le but est ici de s'assurer qu'un modèle de type « lollipop », constitué de la grille de sol et d'éléments poutre pour représenter la fondation et la superstructure, est capable de représenter adéquatement le comportement d'une semelle superficielle posée en surface.

Le modèle est présenté à la Figure 7.18.

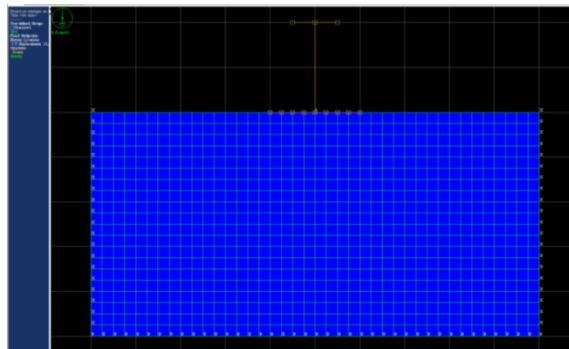


Figure 7.18 Modèle « lollipop » avec fondation structurale.

Des éléments poutre sont connectés à chaque nœud de la grille et au sommet se trouve une poutre de  $1\text{m}^3$  de volume, dont la densité est augmentée pas à pas afin de pouvoir tracer la courbe contrainte tassement.

### Modèle de référence d'une semelle filante sur un sol cohérent

Les Figures 7.19 et 7.20 comparent les résultats obtenus avec ce modèle « lollipop » à ceux obtenus par Mestat avec le logiciel PLAXIS pour un module d'élasticité et un coefficient de Poisson variables. La comparaison est satisfaisante et l'écart pour la capacité portante est inférieur à 1%.

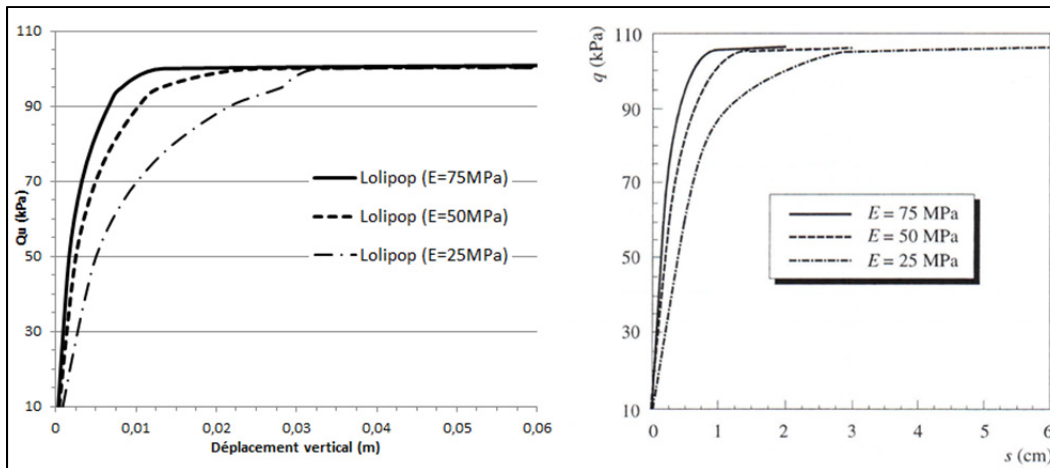


Figure 7.19 Comparaison des courbes contrainte tassement pour un module d'élasticité variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite)  
Tirée de Mestat et Prat (1999)

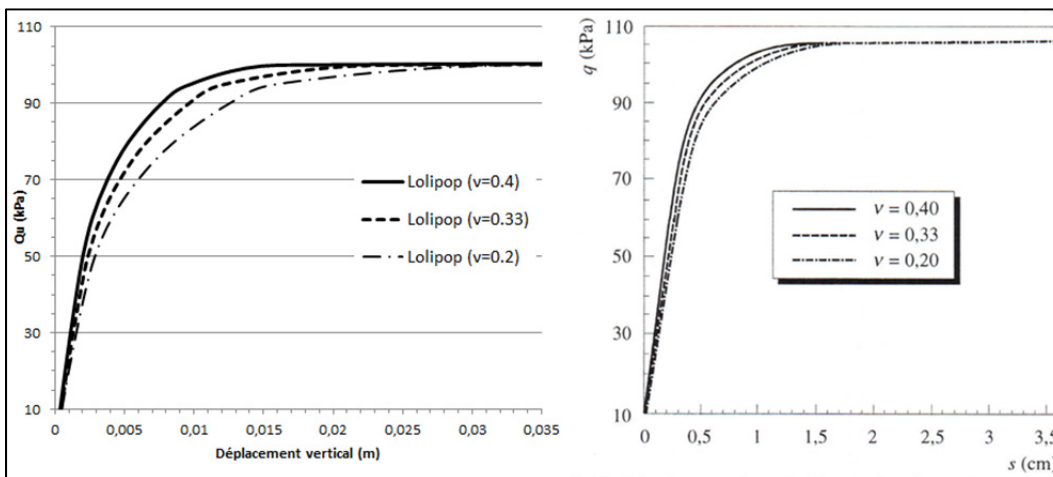


Figure 7.20 Comparaison des courbes contrainte tassement pour un coefficient de poisson variable (à gauche) avec les résultats de Mestat et Pratt (à droite)  
Tirée de Mestat et Prat (1999)

La Figure 7.21 présente une comparaison entre le modèle où la courbe contrainte tassement était obtenue avec une vitesse sur la grille (section 7.2.3) et le modèle lolipop. On peut remarquer que les résultats obtenus avec les deux méthodes sont très similaires ce qui nous conduit à penser que le modèle « lolipop » fonctionne correctement et pourrait être utilisé pour la suite du projet de recherche. Il est également possible d'observer un « ressaut » sur

les courbes obtenues avec le modèle « lollipop » à l'approche de la capacité portante maximale : ceci est dû au fait que la masse est augmentée par incréments plutôt que linéairement (cas de la grille chargée avec une vitesse).

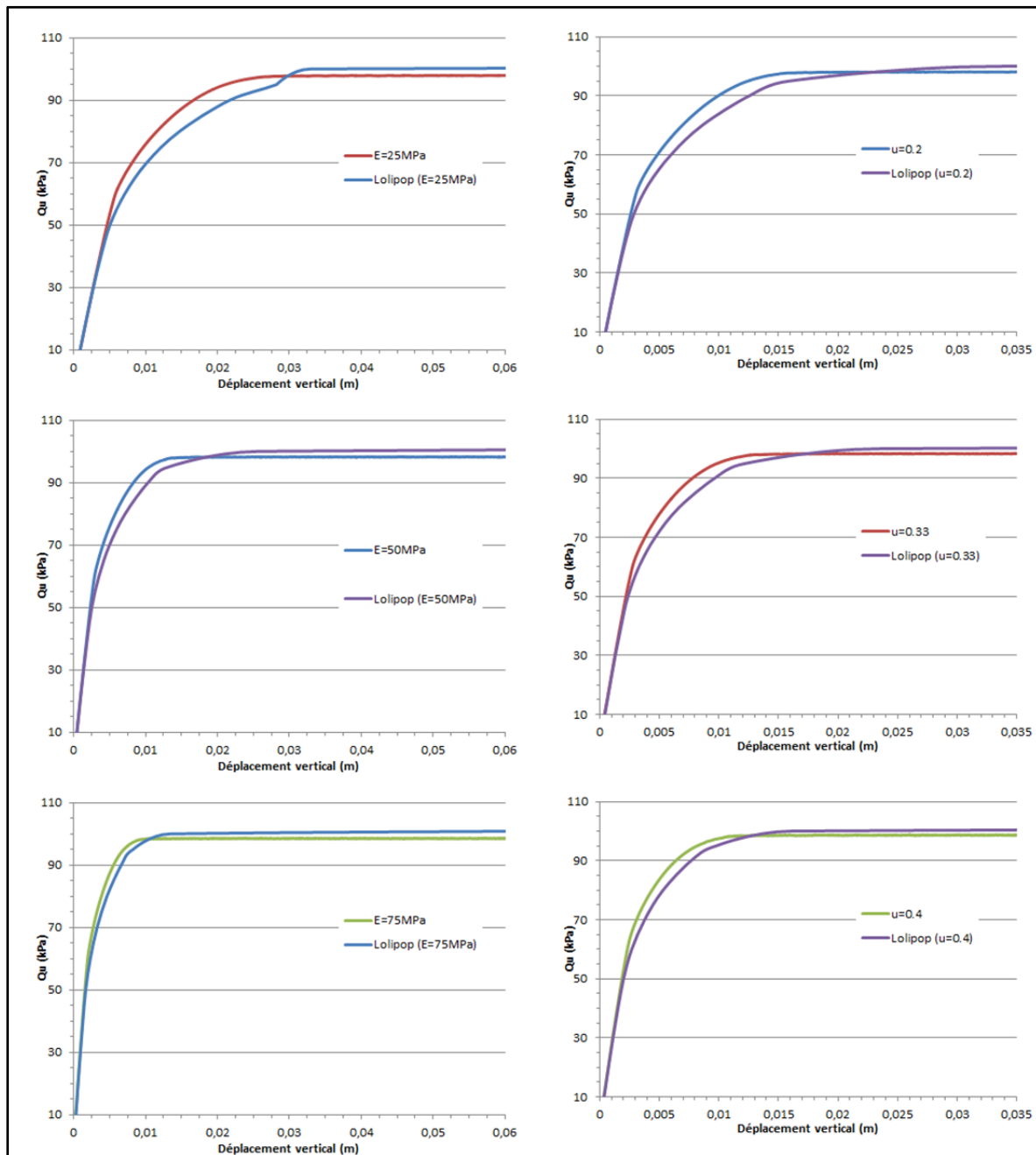


Figure 7.21 Comparaison des courbes contrainte tassement pour un modèle avec vitesse appliquée sur la grille et pour le modèle lollipop

### Modèle de référence d'une semelle filante sur un sol pulvérulent

L'idée est ici de valider le modèle « lollipop » représentant une fondation filante, et de comparer les résultats en tassement à la fondation circulaire de l'étude de cas de Sheehan et al. (2010). Ainsi, les tassements estimés à l'aide de FLAC pour une semelle filante seront utilisés pour estimer les tassements pour une semelle circulaire par l'application d'un facteur d'influence défini par le MCIF [Figure 7.22]. Les facteurs d'influence  $I_s$  et  $I_c$  servent à calculer le tassement d'une fondation en surface dans un milieu élastique selon les relations suivantes [Équations 7.1 et 7.2].

$$S_s = \frac{qB}{E} I_s \quad (7.1)$$

$$S_c = \frac{qB}{E} I_c \quad (7.2)$$

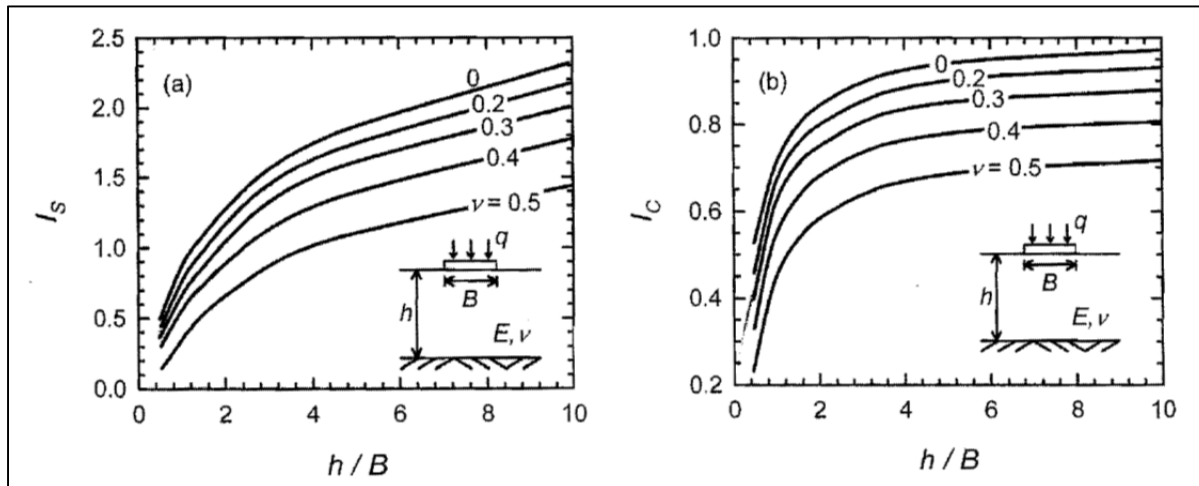


Figure 7.22 Facteurs d'influence pour le tassement au centre d'une fondation filante (a) et circulaire (b)  
Tirée de CGS (2006)

Le tassement d'une fondation circulaire de diamètre 0.9m, à la surface d'un milieu élastique de 3.4m d'épaisseur ( $h/B=3.77$ ) dont le coefficient de poisson est 0.3 est estimé à 63% du tassement qu'aurait une fondation carrée de côté 0,9m de côté [Équation 7.3].

$$S_c = \frac{0,85}{1,35} S_s = 0,63 S_s \quad (7.3)$$

Les résultats obtenus avec le modèle FLAC sont comparés à ceux présentés dans l'étude de Sheehan et al. (2010) aux Tableaux 7.12 et 7.13.

Tableau 7.12 Comparaison des tassements calculés avec FLAC, dans le cas où  $E=E_{\max}$ .

	<b>Vsmoy (m/s)</b>	<b>E<sub>max</sub> (Mpa)</b>	<b>Tassement (mm)</b>			
			<b>Plaxis (Sheehan et al. 2010)</b>	<b>FLAC</b>	<b>FLAC Circ</b>	<b>In situ (Sheehan et al. 2010)</b>
SASW	149	108	0,48	0,74	0,47	0,6
Colonne de résonnance	151	111	0,58	0,72	0,45	0,6
Crosshole	183	163	0,33	0,58	0,37	0,6

Tableau 7.13 Comparaison des tassements calculés avec FLAC, dans le cas où  $E=0,8E_{\max}$ .

	<b>Vsmoy (m/s)</b>	<b>0.8E<sub>max</sub> (Mpa)</b>	<b>Tassement (mm)</b>			
			<b>Plaxis (Sheehan et al. 2010)</b>	<b>FLAC</b>	<b>FLAC Circ</b>	<b>In situ (Sheehan et al. 2010)</b>
SASW	149	86,4	0,48	1,14	0,72	0,6
Colonne de résonnance	151	88,8	0,58	1,12	0,71	0,6
Crosshole	183	130,4	0,33	0,77	0,48	0,6

Les auteurs de l'étude concluent que leurs résultats sont corrects à la vue (i) des faibles tassements mesurés in situ et (ii) des probables problèmes de précision dans les mesures in situ. Les résultats indiqués aux Tableaux 7.12 et 7.13 sont suffisamment précis pour pouvoir considérer le modèle « lollipop » valide pour les tassements.

### 7.3 Validation de la distribution de contrainte dans le sol calculée par FLAC

Outre les paramètres de modélisation du sol (grille, angle de dilatation) et de la semelle (vitesse appliquée ou lollipop), la vérification de la distribution de contrainte sous la semelle a été faite. Pour ceci, trois modèles théoriques (en milieu élastique) sont utilisés comme références : (i) Boussinesq, (ii) Westergaard et (iii) modèle de répartition 2 vertical / 1 horizontal « 2/1 ». Les modèles de Boussinesq et Westergaard sont présentés en Figure 7.23. Le modèle 2/1 est donné par l'équation 7.4 pour une semelle rectangulaire. Lorsque l'on s'intéresse à une semelle filante ( $L$  tend vers l'infini), on utilise donc l'équation 7.5.

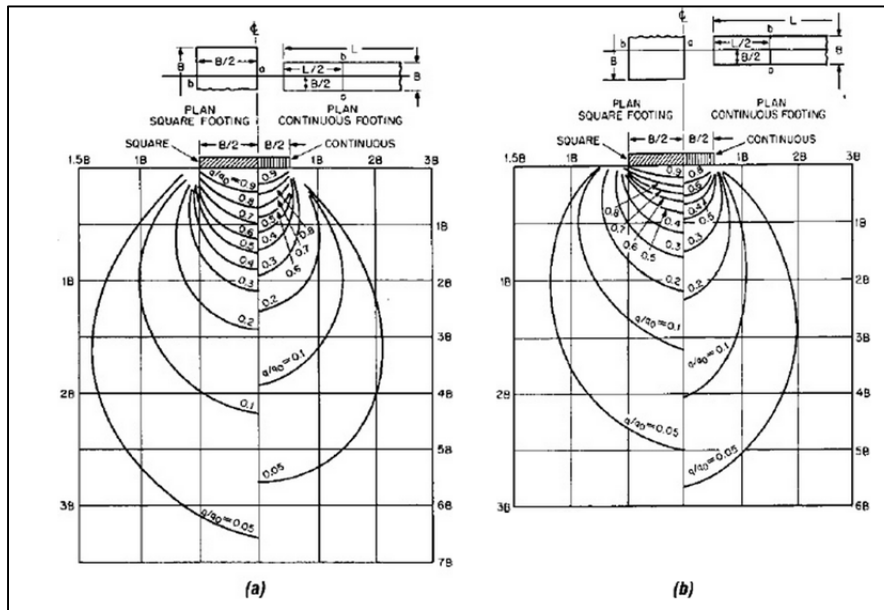


Figure 7.23 Profils de contrainte sous une semelle  
d'après Boussinesq (a) et Westergaard (b)  
Tirée de Hussein et DiMaggio (2004)

Semelle rectangulaire

$$P = q \frac{B * L}{(B + z)(L + z)} \quad (7.4)$$

Semelle filante

$$P = q \frac{B}{(B + z)} \quad (7.5)$$

Les trois profils de contrainte obtenus pour ces modèles théoriques sont présentés en Figure 7.24. Il est possible de remarquer que des différences importantes existent entre ces modèles.

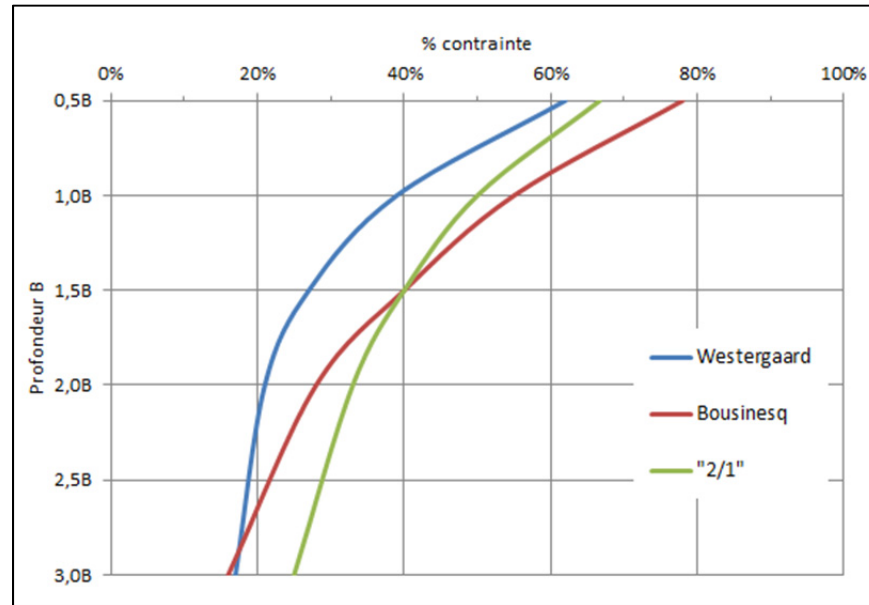


Figure 7.24 Profils de contrainte sous une semelle filante

Le modèle lollipop de la Figure 7.25 a été utilisé pour déterminer les contraintes sous la fondation avec FLAC, jusqu'à une profondeur de 3B.

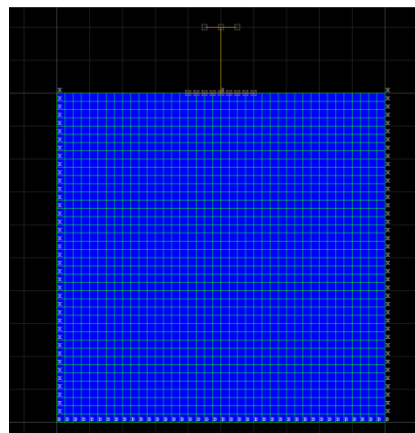


Figure 7.25 Modèle Lollipop utilisé pour calculer les contraintes

Les propriétés du sol sont les mêmes que celles données par Mestat pour une semelle sur sol cohérent. Il est à noter que la vérification pour un sol pulvérulent a été faite, les résultats sont les mêmes que ceux présentés ci-après.

La charge appliquée sur la fondation a une influence sur le profil de contrainte : les équations de Boussinesq et le modèle 2/1 ne sont valables que dans le domaine élastique [Figure 7.26]. Il y a donc une légère différence lorsque le modèle de sol utilisé est de type Mohr-Coulomb. Par ailleurs pour un sol représenté par un modèle élastique, les résultats obtenus correspondent bien à la contrainte calculée selon l'équation de Boussinesq (Rioux, 2012). Les résultats de la Figure 7.26 indiquent que le modèle FLAC donne une distribution de contrainte en accord avec la distribution théorique : la contrainte calculée se situe entre les courbes de Boussinesq et 2/1. Pour un « solve elastic » réalisé avec FLAC (FLAC SE sur la Figure 7.26) la distribution de contrainte est plus proche des modèles théoriques que pour un « solve » tout court (considérant la partie plastique).



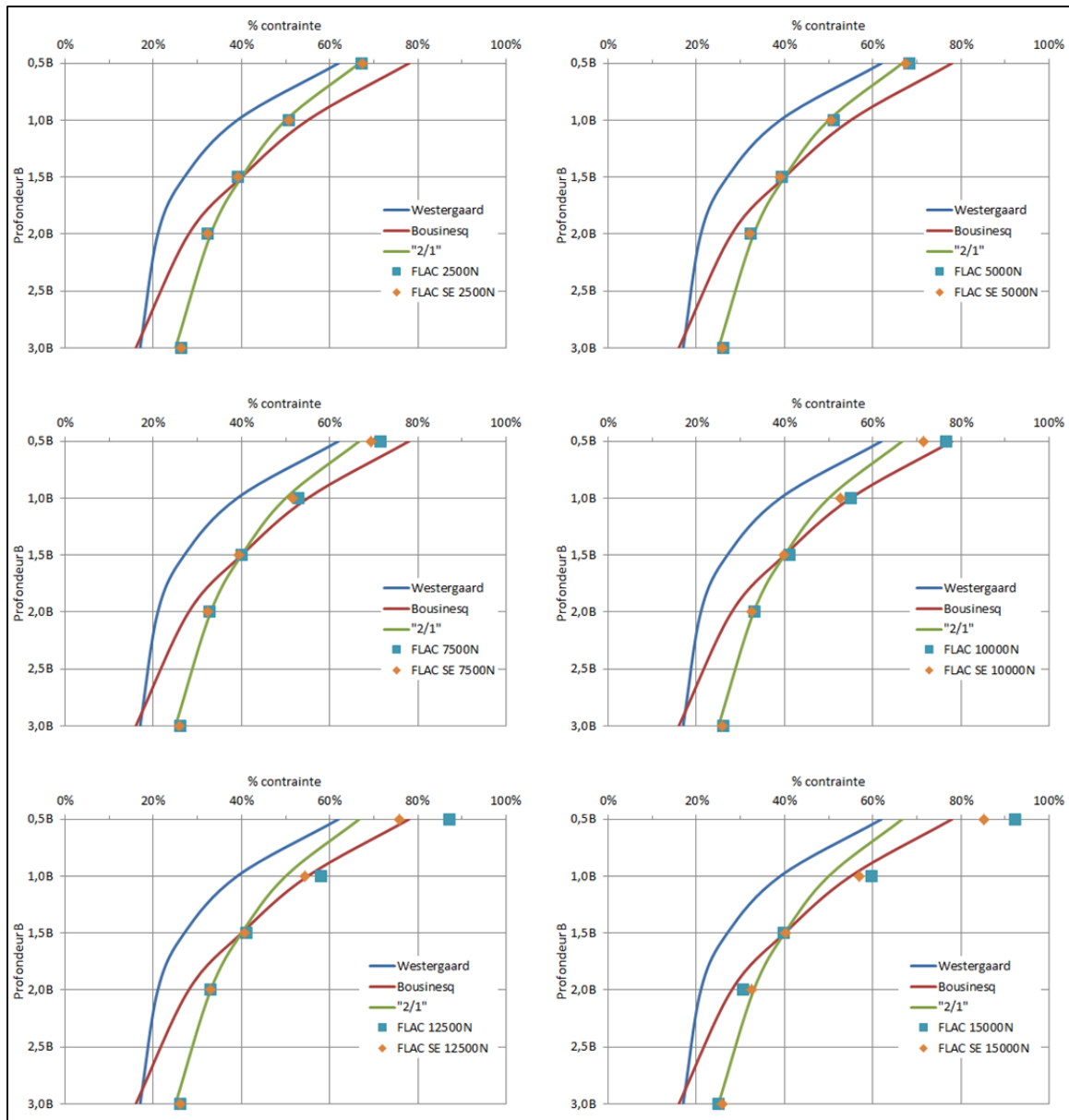


Figure 7.26 Comparaison des profils de contrainte obtenus sous une semelle filante, pour différentes charges

La Figure 7.27 montre une comparaison des courbes isocontours obtenues avec FLAC, GeoSlope (extrait d'un exemple donné dans le manuel) et les courbes théoriques de Boussinesq. Le modèle FLAC donne des résultats satisfaisants.

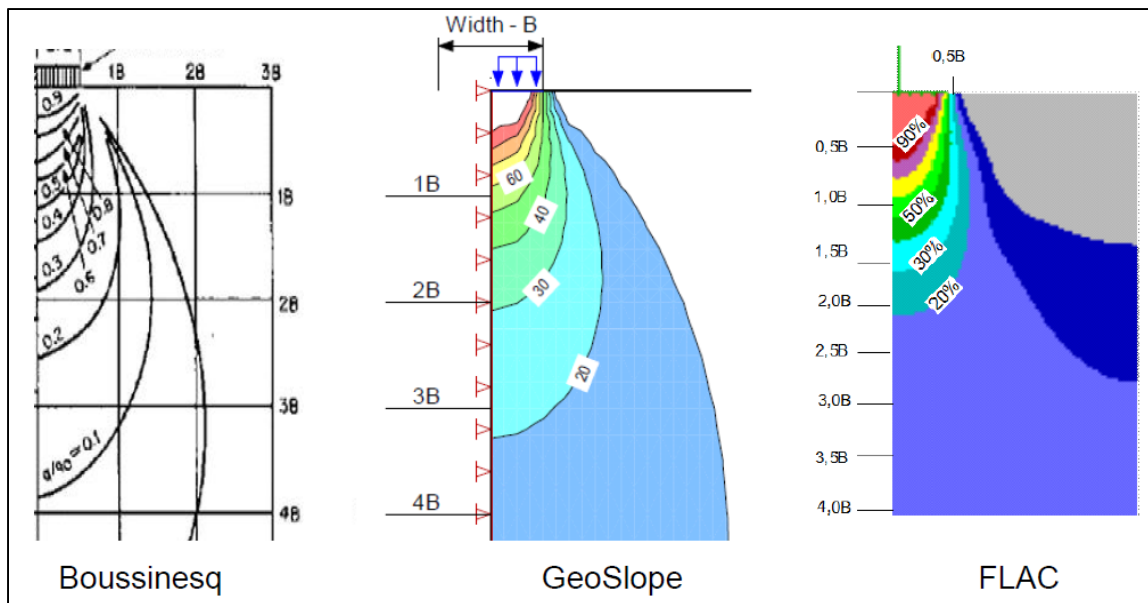


Figure 7.27 Comparaison de la distribution de contrainte obtenue sous une semelle filante

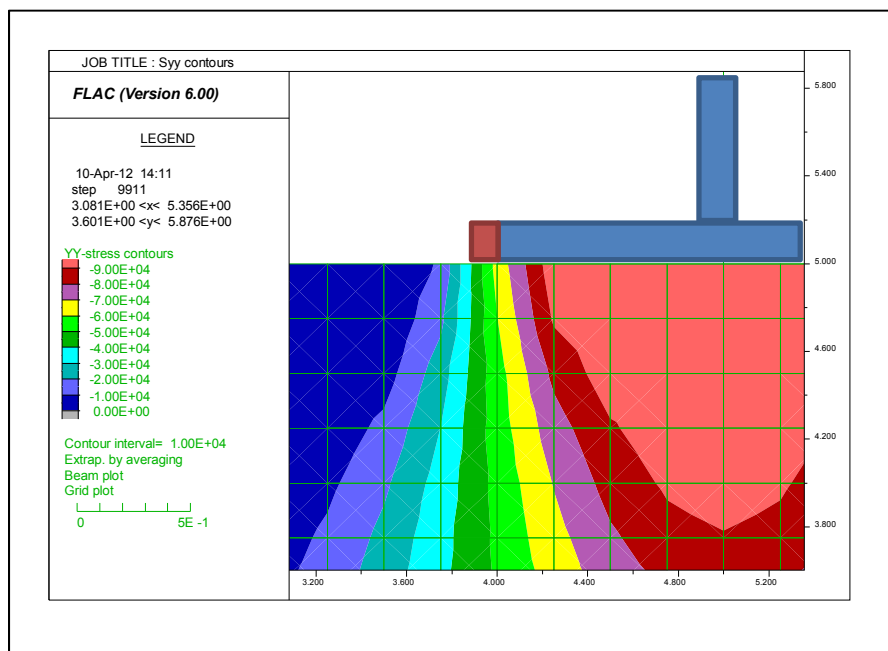


Figure 7.28 Allure de la contrainte à la limite de la semelle

La contrainte n'est pas parfaitement uniforme sous la fondation (elle est plus faible pour les nœuds structuraux situés aux extrémités de la semelle que pour les nœuds centraux) [Figure

7.28]. Ce comportement est normal, et est lié à la méthode des différences finies qui fait l'approximation d'un milieu continu, par un ensemble d'éléments discrets (Itasca, 2006).

#### **7.4 Paramètres de modélisation du sol traité**

Après avoir fait les vérifications pour le modèle sur sol naturel, une courte étude de sensibilité sur l'effet de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) des matériaux de traitement est présentée dans cette section. Par ailleurs, deux approches de modélisation (modèle homogène et modèle hétérogène) sont confrontées.

##### **7.4.1 Comparaison des capacités portantes obtenues avec les méthodes de Baez Satizabal (modèle hétérogène) et Priebe (modèle homogène)**

Les approches de Baez Satizabal et Priebe, présentées dans le chapitre 4 de cette thèse, sont très différentes. Baez Satizabal propose des courbes permettant d'estimer le résultat au test de pénétration standard (SPT) après traitement du sol, connaissant le pourcentage de remplacement et le résultat au SPT avant traitement. Ainsi, en utilisant la formule de Peck (1974), on est capable d'estimer l'angle de frottement du sol entre les colonnes après traitement. Ainsi nous utiliserons un modèle hétérogène modélisant les colonnes de ballast elles-mêmes et le sol traité entre les colonnes afin d'estimer les capacités portantes du sol traité. Ce modèle est présenté à la Figure 7.29 (5 m  $\times$  5 m). Dans ce modèle, les propriétés du sol entre les colonnes de ballast sont calculées à partir de la méthode de Baez, et la semelle mesure 50 cm.

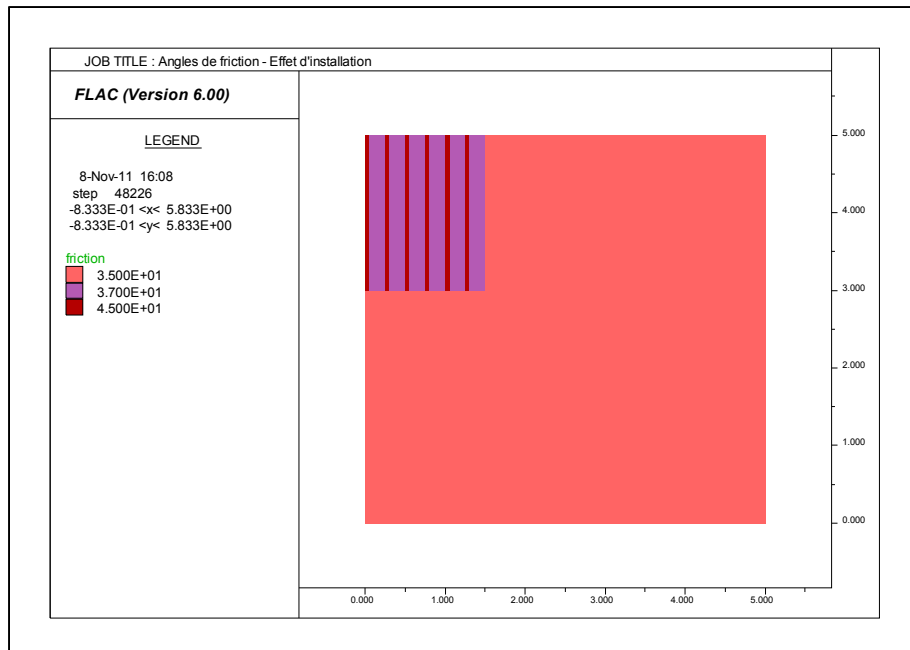


Figure 7.29 Modèle FLAC hétérogène tentant de représenter les effets d'installation par une augmentation de l'angle de frottement dans la zone traitée

La méthode de Priebe vise à estimer un coefficient  $n$  représentant le rapport du tassement avant traitement sur le tassement après traitement. À partir de l'indice  $n$  (fonction du taux de remplacement et également de l'angle de frottement interne de matériau de remplacement), Priebe propose de déterminer l'angle de frottement interne d'un sol homogène équivalent. Ainsi, un modèle représentant la partie du sol traité de manière homogène, sera utilisé dans FLAC [Figure 7.8, section 7.1.3]. Pour ce modèle homogène, les propriétés de la zone traitée sont calculées avec la méthode de Priebe.

Les Tableaux 7.14 à 7.16 présentent les capacités portantes obtenues en conditions statiques avec le chiffrier CaPoDyn (méthodes M6 et M8) comparées à celles obtenues avec FLAC en utilisant les propriétés de sol traité estimées avec les méthodes de Baez (pour le modèle hétérogène) et Priebe (pour le modèle homogène). L'angle de frottement interne du matériau de remplacement ( $\phi_c$ ) est une des variables pour la méthode de Priebe (on peut remarquer que la capacité portante augmente pour un angle de frottement interne qui augmente) contrairement aux équations de Baez où les seuls paramètres sont le taux de remplacement  $Ar$  et le résultat au SPT avant traitement du sol. Dans aucune de ces méthodes la taille de la

zone traitée n'est prise en compte. D'autre part il n'est pas précisé si le traitement du sol se fait avant la construction de la semelle ou si leurs méthodes peuvent être utilisées afin d'estimer l'amélioration des propriétés du sol apportée par l'installation de colonnes de ballast autour des semelles de fondations de structures existantes. Le modèle hétérogène (FLAC hétérogène) est considéré comme étant le plus proche de la réalité puisque l'on représente adéquatement le sol traité et les colonnes de ballast.

Tableau 7.14 Comparaison des capacités portantes obtenues avec les modèles de Baez et Priebe pour un taux de remplacement de 10%

Ar=10%		Sable 30°			Sable 35°		
		$\Phi'$ homogène	$\Phi'$ hétérogène	qu (kPa)	$\Phi'$ homogène	$\Phi'$ hétérogène	qu (kPa)
	MCIF Baez (M8)		35,9°	96,1		37,88°	132,6
$\phi_c=40^\circ$	MCIF Priebe (M6)	35,65°		92,4	37,76°		130,0
	FLAC homogène			87,2			123,4
	FLAC hétérogène		35,9°	104,7		37,88°	138,9
$\phi_c=42^\circ$	MCIF Priebe (M6)	37,22°		119,1	39,12°		162,0
	FLAC homogène			112,9			155,6
	FLAC hétérogène		35,9°	110,5		37,88°	146,2
$\phi_c=45^\circ$	MCIF Priebe (M6)	39,86°		182,7	41,44°		236,3
	FLAC homogène			177,1			234,1
	FLAC hétérogène		35,9°	120,5		37,88°	159,2

Tableau 7.15 Comparaison des capacités portantes obtenues avec les modèles de Baez et Priebe pour un taux de remplacement de 15%

Ar=15%		Sable 30°			Sable 35°		
		$\Phi'$ homogène	$\Phi'$ hétérogène	qu (kPa)	$\Phi'$ homogène	$\Phi'$ hétérogène	qu (kPa)
	MCIF Baez (M8)		37,3°	120,8		38,15°	138,5
$\phi_c=40^\circ$	MCIF Priebe (M6)	36,6°		107,7	38,25		140,5
	FLAC homogène			101,5			134,3
	FLAC hétérogène		37,3°	133,6		38,15°	149,3
$\phi_c=42^\circ$	MCIF Priebe (M6)	38,36°		143,2	39,79°		180,7
	FLAC homogène			136,7			173,9
	FLAC hétérogène		37,3°	143,6		38,15°	160,7
$\phi_c=45^\circ$	MCIF Priebe (M6)	41,25		229,0	42,39		275,5
	FLAC homogène			226,1			277,5
	FLAC hétérogène		37,3°	159,6		38,15°	178,9

Tableau 7.16 Comparaison des capacités portantes obtenues avec les modèles de Baez et Priebe pour un taux de remplacement de 20%

Ar=20%		Sable 30°			Sable 35°		
		$\Phi'$ homogène	$\Phi'$ hétérogène	qu (kPa)	$\Phi'$ homogène	$\Phi'$ hétérogène	qu (kPa)
	MCIF Baez (M8)		37,93°	133,6		38,25°	140,7
$\phi_c=40^\circ$	MCIF Priebe (M6)	37,31°		120,8	38,60°		148,9
	FLAC homogène			135,1			142,9
	FLAC hétérogène		37,93°	150,1		38,25°	156,2
$\phi_c=42^\circ$	MCIF Priebe (M6)	39,18°		163,7	40,28°		195,7
	FLAC homogène			157,2			190,3
	FLAC hétérogène		37,93°	162,4		38,25°	169,3
$\phi_c=45^\circ$	MCIF Priebe (M6)	42,21°		267,7	43,05°		306,7
	FLAC homogène			269,6			314,2
	FLAC hétérogène		37,93°	183,3		38,25°	191,3

L'augmentation de capacité portante estimée par la méthode de Priebe (M6) est en général plus importante que celle constatée avec le modèle hétérogène, surtout pour des colonnes de ballast dont le matériau a un angle de frottement interne important. Ceci peut s'expliquer par le fait que l'angle de frottement interne équivalent augmente nettement d'une part, et par

l'augmentation exponentielle des coefficients de capacité portante avec l'augmentation de l'angle de frottement interne d'autre part.

Les tableaux 7.14 à 7.16 laissent entrevoir que pour tous les taux de remplacement considérés et pour des angles de frottement interne compris entre 40 et 42° pour le matériau de remplacement, les capacités portantes estimées du sol traité sont très similaires alors que les propriétés ont été estimées avec des méthodes différentes et que les modèles FLAC représentent fidèlement ces différences d'approche. Le Tableau 7.17 permet de mieux juger ce phénomène en présentant les ratios de capacité portante entre le modèle hétérogène et le modèle homogène. Par contre, pour des angles de frottement au-delà de 45°, les résultats obtenus avec la méthode de Priebe (modèle homogène) soulèvent des questions de vraisemblance.

Tableau 7.17 Rapports des capacités portantes obtenues avec les modèles hétérogène et homogène à l'aide du logiciel FLAC

$\frac{q_u(\text{hétérogène})}{q_u(\text{homogène})}$	$\phi_c=40^\circ$	$\phi_c=42^\circ$	$\phi_c=45^\circ$	Sol naturel Sable
Ar=10%	1,20	0,98	0,68	$\phi = 30^\circ$
Ar=15%	1,32	1,05	0,71	
Ar=20%	1,11	1,03	0,68	
Ar=10%	1,13	0,94	0,68	$\phi = 35^\circ$
Ar=15%	1,11	0,92	0,64	
Ar=20%	1,09	0,89	0,61	

Ainsi le modèle théorique de Priebe, proposant des caractéristiques pour un sol homogène équivalent, donne des résultats similaires au modèle expérimental de Baez proposant d'estimer les caractéristiques du sol entre les colonnes après traitement. Il est donc envisageable d'utiliser le modèle de Priebe (sol homogène équivalent) pour la suite de l'étude, pour des raisons de simplifications du modèle FLAC (avec un angle de frottement interne pour le ballast  $\phi_c < 45^\circ$ ).

Il faut également noter que la méthode d'évaluation de la capacité portante implémentée dans CaPoDyn et basée sur la méthode de Baez (M8) donne une limite inférieure de la capacité portante pour un sol traité : elle permet d'estimer la capacité portante comme si les colonnes ballastées n'apportaient pas de portance supplémentaire, mais servaient uniquement à améliorer le sol entre elles.

## 7.5 Conclusions

Ce chapitre s'est attaché à présenter les études de sensibilités conduisant aux choix des paramètres du modèle de différences finies qui servira à faire une validation des résultats obtenus avec CaPoDyn pour les sols traités, et une comparaison des méthodes de Baez et Priebe, qui sont présentées au chapitre suivant. La Figure 7.30 présente le modèle de grille retenu pour l'étude en conditions statiques.

Les paramètres retenus pour l'étude en conditions statiques sont :

- grille non uniforme, deux densités de maille différentes : 20 cm x 20 cm pour la zone sous la semelle et 1 m x 1 m pour la zone non traitée [Figure 7.30];
- grille 20 m x 20 m;
- application d'une vitesse sur la grille pour représenter la fondation superficielle;
- utilisation de la symétrie du problème pour travailler uniquement sur un demi-espace;
- sol traité représenté par une zone homogène (en utilisant la méthode de Priebe pour déterminer les paramètres plastiques) ou hétérogène (en utilisant la méthode de Baez pour déterminer les paramètres plastiques du sol entre les colonnes de ballast).



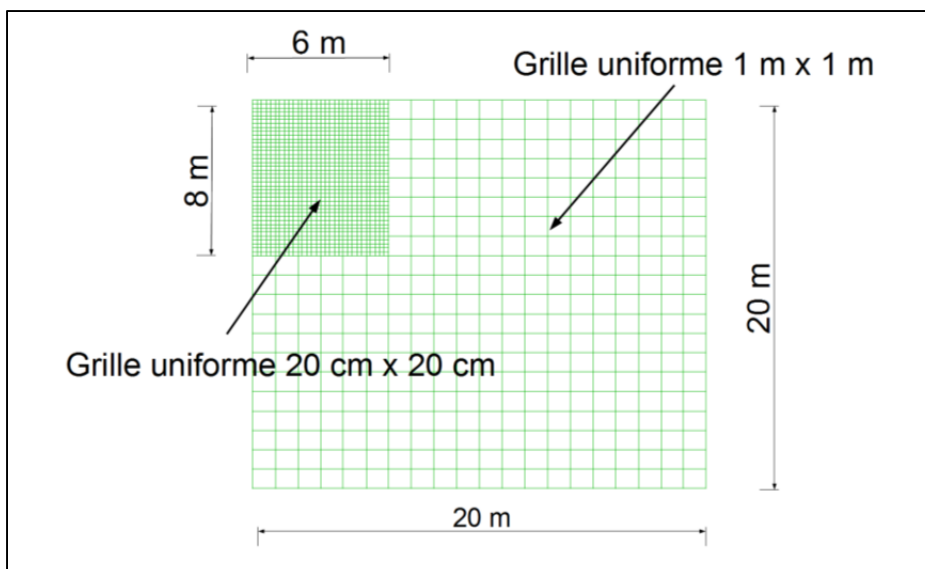


Figure 7.30 Modèle de grille retenu pour la suite de l'étude



## CHAPITRE 8

### ÉTUDE DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES SOLS TRAITÉS EN CONDITIONS STATIQUES

Le chapitre 7 a présenté les études de sensibilité menées afin de déterminer le modèle de grille qui sera utilisé pour la suite de la thèse. Il a aussi introduit une validation de l'approche globale de conception présentée au chapitre 5 et s'appuyant sur les méthodes introduites aux chapitres 1 à 4. Ce chapitre présente une étude paramétrique sur l'impact de la taille de la zone renforcée et du taux de remplacement, sur la capacité portante d'une fondation superficielle en surface en conditions statiques, afin de proposer des règles pour optimiser les dimensions des zones à traiter.

Les capacités portantes obtenues à l'aide des modèles numériques FLAC sont comparées en faisant varier les dimensions de la zone de sol traitée, soient la profondeur HT et la largeur LT, ainsi que le taux de remplacement  $A_r$ . Le type de sol considéré est le sable fluvio-glaciaire avec un angle de frottement interne de  $35^\circ$ , et dont les autres propriétés géotechniques sont données au Tableau 8.1. Deux situations sont prises en compte, soient le cas d'un traitement avant la construction de la semelle [Figure 8.1 (a)], et le cas d'un traitement autour d'une semelle déjà construite [Figure 8.1 (b)].

Tableau 8.1 Propriétés géotechniques du sol étudié

	<b>Sable fluvio-glaciaire</b>
$c'$ (kPa)	0
$\phi'$ ( $^\circ$ )	$35^\circ$
$v$	0,35
$E$ (MPa)	65
$\gamma_T$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\Psi$ ( $^\circ$ )	$15^\circ$

Les conclusions et recommandations sur les dimensions de la zone de sol à traiter ne sont donc valables que pour l'augmentation de capacité portante du sol et non pour la prévention

de la liquéfaction qui pourrait découler du traitement de sol. La nappe phréatique est considérée en profondeur, et les paramètres élastiques sont constants sur la hauteur du modèle.

### 8.1 Cas d'un traitement avant construction de la semelle

Cette section vise à étudier l'influence des dimensions de la zone de sol traitée (HT et LT) sur la capacité portante d'une fondation installée après traitement : le sol situé directement sous la fondation est donc traité a priori [Figure 8.1 (a)]. La fondation est située en surface et le modèle FLAC utilisé tient compte de la symétrie du problème et se limite donc à l'étude de la demi-fondation. Les dimensions de la zone de sol traitée sont données en fonction de la largeur de fondation B, prise égale à 2,2 m, et reposant sur un sable fluvio-glaciaire. Le sol est représenté par le modèle de Mohr-Coulomb.

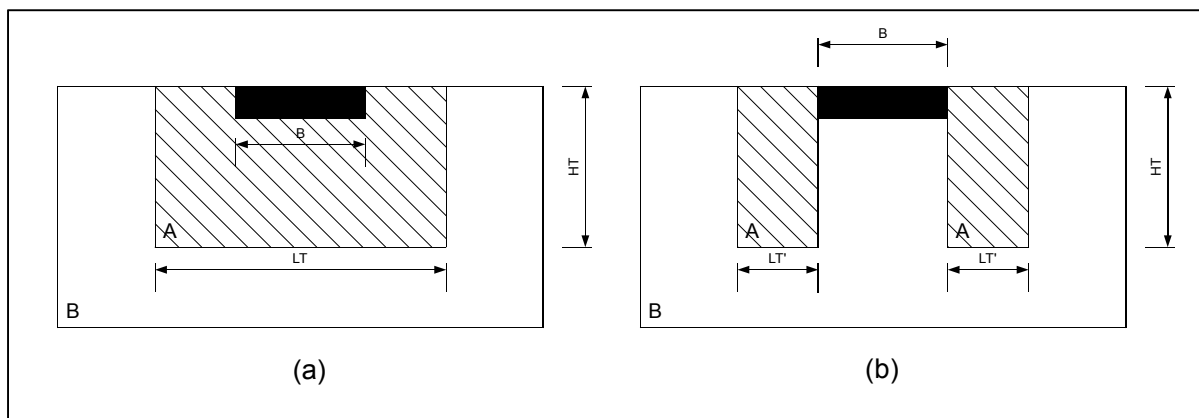


Figure 8.1 Configurations considérées (a) traitement avant construction, (b) traitement après construction

La séquence de modélisation est la suivante :

- 1) grille représentant le sol naturel => consolidation;
- 2) « traitement de sol » => modification des paramètres de rupture dans la zone traitée, puis consolidation;
- 3) chargement du sol => application d'une vitesse sur la grille, suivi des déplacements et calcul de la capacité portante

La largeur de fondation a été prise égale à 2,2 m mais les résultats sont généralisables à des fondations de tailles supérieure ou inférieure. En effet, tous les résultats sont donnés en fonction de la largeur de la fondation  $B$  et la capacité portante, comme les tassements, dépend de cette largeur  $B$  [Figure 8.2].

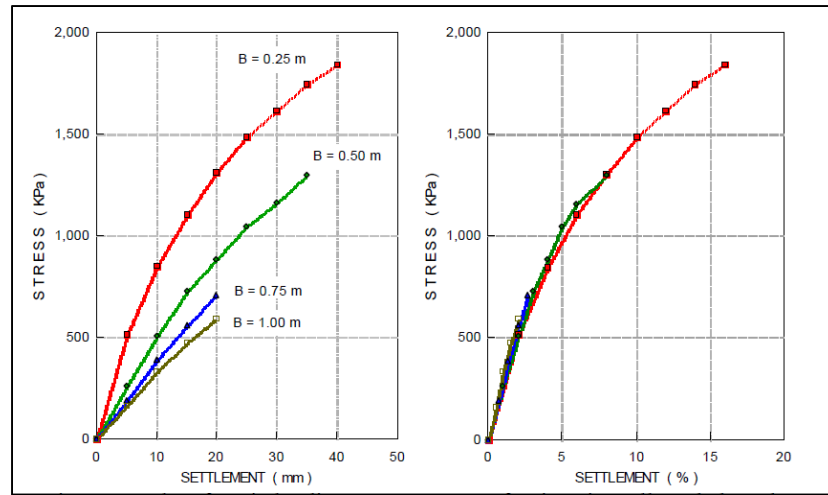


Figure 8.2 Résultats de chargement statique pour des fondations carrées sur du sable  
Tirée de Fellenius (2009)

Les Tableaux 8.1 à 8.6 présentent les capacités portantes obtenues pour les différentes largeurs et profondeurs de zone traitée. La capacité portante de référence ( $q_u$  Priebe) est établie à partir de l'outil CaPoDyn selon la méthode M6. Pour FLAC, la capacité portante ( $q_u$  FLAC) est calculée en prenant un angle de frottement  $\phi'$  équivalent pour toute la zone traitée (considérée comme homogène). La méthode de Priebe ne tient pas compte des dimensions de la zone traitée pour le calcul des paramètres géotechniques du sol homogène équivalent. Dans le cas considéré, l'angle de frottement interne pour la zone renforcée est estimé avec la méthode de Priebe, est le même dans toute la zone traitée, et ne varie pas en fonction de la profondeur de traitement. L'incidence des dimensions de la zone de sol renforcée est donc prise en compte uniquement par le modèle FLAC et non par les paramètres de rupture. La largeur maximale de traitement considérée est de  $5B$  et la profondeur maximale est  $3,5B$  car si la capacité portante continue d'augmenter en fonction de la profondeur de traitement, cette augmentation, est limitée.

Tableau 8.2 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur B

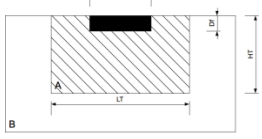
		<b>q<sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)</b>		
		<b>Ar=10%</b>	<b>Ar=20%</b>	<b>Ar=30%</b>
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,7</b>	<b>39,1</b>	<b>39,9</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,1</b>	<b>719,9</b>	<b>825,0</b>
<b>Profondeur (HT)</b>	<b>Largeur (LT)</b>			
<b>B</b>	B	500,7	554	587,1
	1,5B	570,5	669,2	737,6
	2B	600,9	723,4	806,7
	2,5B	618,9	753,3	847,2
	3B	626,3	769,6	865,4
	3,5B	640	786,1	890,5
	4B	637,1	796,2	905,3
	5B	638,1	798,6	913,4

Tableau 8.3 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 1,5B

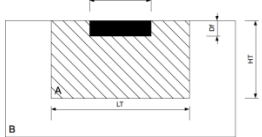
		<b>q<sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)</b>		
		<b>Ar=10%</b>	<b>Ar=20%</b>	<b>Ar=30%</b>
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,7</b>	<b>39,1</b>	<b>39,9</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,1</b>	<b>719,9</b>	<b>825,0</b>
<b>Profondeur (HT)</b>	<b>Largeur (LT)</b>			
<b>1,5B</b>	B	506,1	559,7	592,5
	1,5B	580,1	681,7	749,0
	2B	610,5	736,1	811,1
	2,5B	627,4	767,6	863,3
	3B	636,2	781,7	882,6
	3,5B	643,3	798,3	907,2
	4B	646,7	808,2	923,1
	5B	649,2	810,1	928,7

Tableau 8.4 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2B

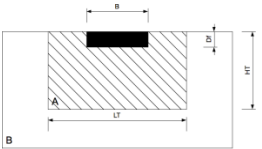
		q <sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)		
		Ar=10%	Ar=20%	Ar=30%
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,7</b>	<b>39,1</b>	<b>39,9</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,1</b>	<b>719,9</b>	<b>825,0</b>
Profondeur (HT)	Largeur (LT)			
2B	B	510,0	563,1	597,9
	1,5B	587,3	690,3	757,0
	2B	620,5	747,1	831,3
	2,5B	637,8	778,4	877,8
	3B	647,5	793,6	898,9
	3,5B	655,8	811,8	924,2
	4B	657,8	821,4	939,6
	5B	658,6	823,3	946,7

Tableau 8.5 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2,5B

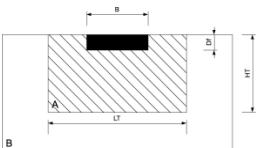
		q <sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)		
		Ar=10%	Ar=20%	Ar=30%
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,7</b>	<b>39,1</b>	<b>39,9</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,1</b>	<b>719,9</b>	<b>825,0</b>
Profondeur (HT)	Largeur (LT)			
2,5B	B	516,4	568,3	601,7
	1,5B	596,9	697,8	763,4
	2B	631,3	756,2	841,2
	2,5B	650,1	789,0	888,1
	3B	658,6	806,5	910,3
	3,5B	667,6	825,2	936,1
	4B	671,1	833,5	951,5
	5B	672,6	843,2	960,1

Tableau 8.6 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3B

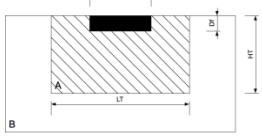
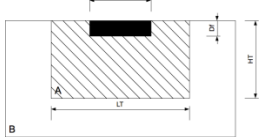
		<b>q<sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)</b>		
		<b>Ar=10%</b>	<b>Ar=20%</b>	<b>Ar=30%</b>
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,7</b>	<b>39,1</b>	<b>39,9</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,1</b>	<b>719,9</b>	<b>825,0</b>
<b>Profondeur (HT)</b>	<b>Largeur (LT)</b>			
<b>3B</b>	B	520,0	571,3	604,3
	1,5B	604,2	704,2	770,0
	2B	640,1	766,0	850,1
	2,5B	659,3	799,7	895,6
	3B	668,0	818,9	922,4
	3,5B	678,5	838,6	948,8
	4B	681,4	849,1	965,3
	5B	684,1	853,2	974,5

Tableau 8.7 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3,5B

		<b>q<sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)</b>		
		<b>Ar=10%</b>	<b>Ar=20%</b>	<b>Ar=30%</b>
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,7</b>	<b>39,1</b>	<b>39,9</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,1</b>	<b>719,9</b>	<b>825,0</b>
<b>Profondeur (HT)</b>	<b>Largeur (LT)</b>			
<b>3,5B</b>	B	522,1	576,2	609,6
	1,5B	610,0	712,6	779,0
	2B	647,5	774,3	859,6
	2,5B	667,6	814,0	907,2
	3B	676,5	830,7	934,1
	3,5B	689,8	851,2	961,2
	4B	694,3	862,0	978,5
	5B	695,7	866,7	988,2



Les capacités portantes déterminées à l'aide de FLAC et présentées dans les Tableaux 8.1 à 8.6 indiquent que l'augmentation de capacité portante est plus importante pour une grande largeur de traitement lorsque l'on augmente la profondeur. Les capacités portantes sont présentées sous forme graphique dans les Figures 8.2 et 8.3.

La Figure 8.3 présente graphiquement les capacités portantes obtenues avec le modèle FLAC pour des dimensions de la zone traitée variables. Il apparaît qu'augmenter la profondeur de la zone traitée permet d'augmenter la capacité portante : passer d'une profondeur de  $B$  à  $3,5B$  permet d'augmenter la capacité portante de 10% environ. Cependant, la largeur de la zone traitée a un impact très important : on augmente la capacité portante de 20 à 34% lorsque l'on passe d'une largeur de  $B$  à  $3B$  suivant le taux de remplacement choisi.

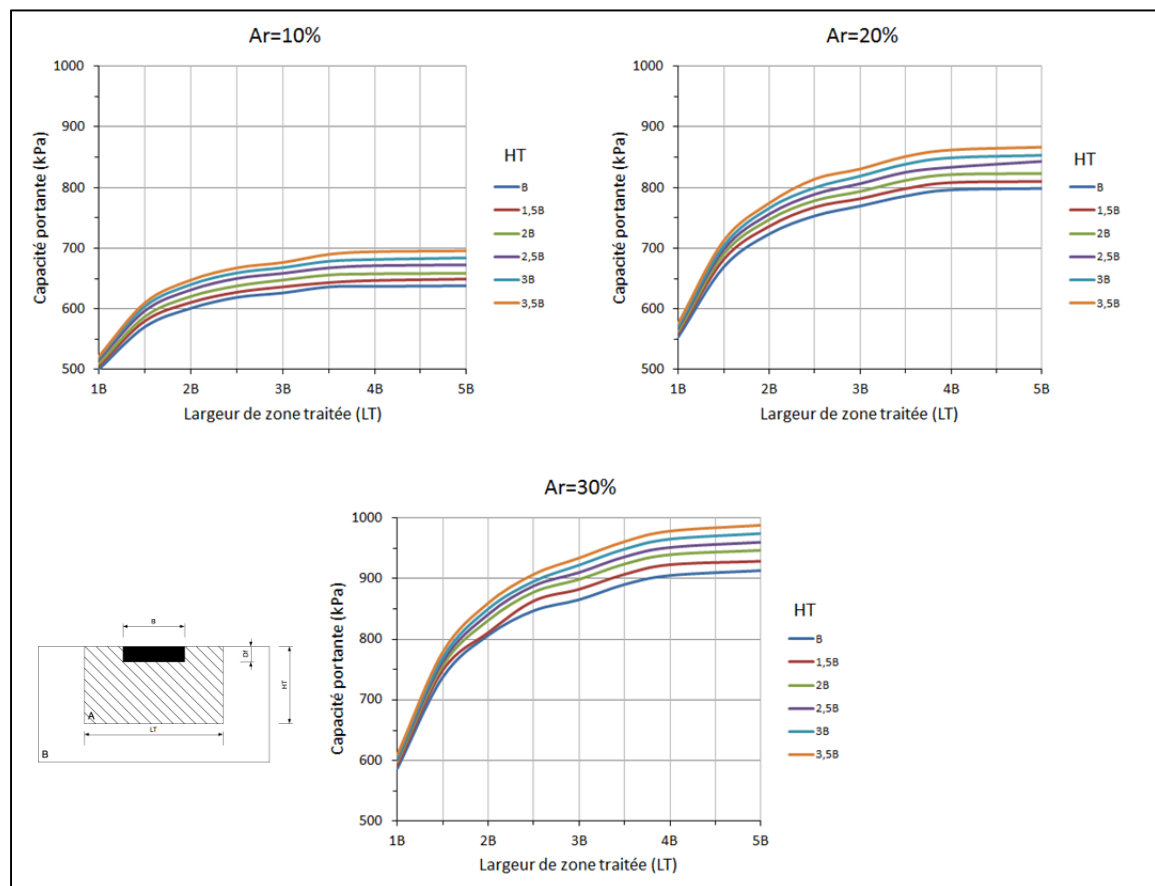


Figure 8.3 Évolution de la capacité portante en fonction de dimensions de la zone de sol traitée

En pratique, il est courant de se baser sur la théorie de l'élasticité et de procéder à un renforcement en profondeur plutôt qu'en largeur. Les résultats obtenus montrent que la largeur de traitement est importante, et rejoignent en partie les résultats obtenus par Karamitros et al. (2013) : une couche rigide en surface, même mince, améliore significativement le comportement d'une fondation de surface.

La Figure 8.4 présente le ratio de la capacité portante de référence obtenue avec FLAC par rapport à la capacité portante de référence estimée avec la méthode M6 dans CaPoDyn.

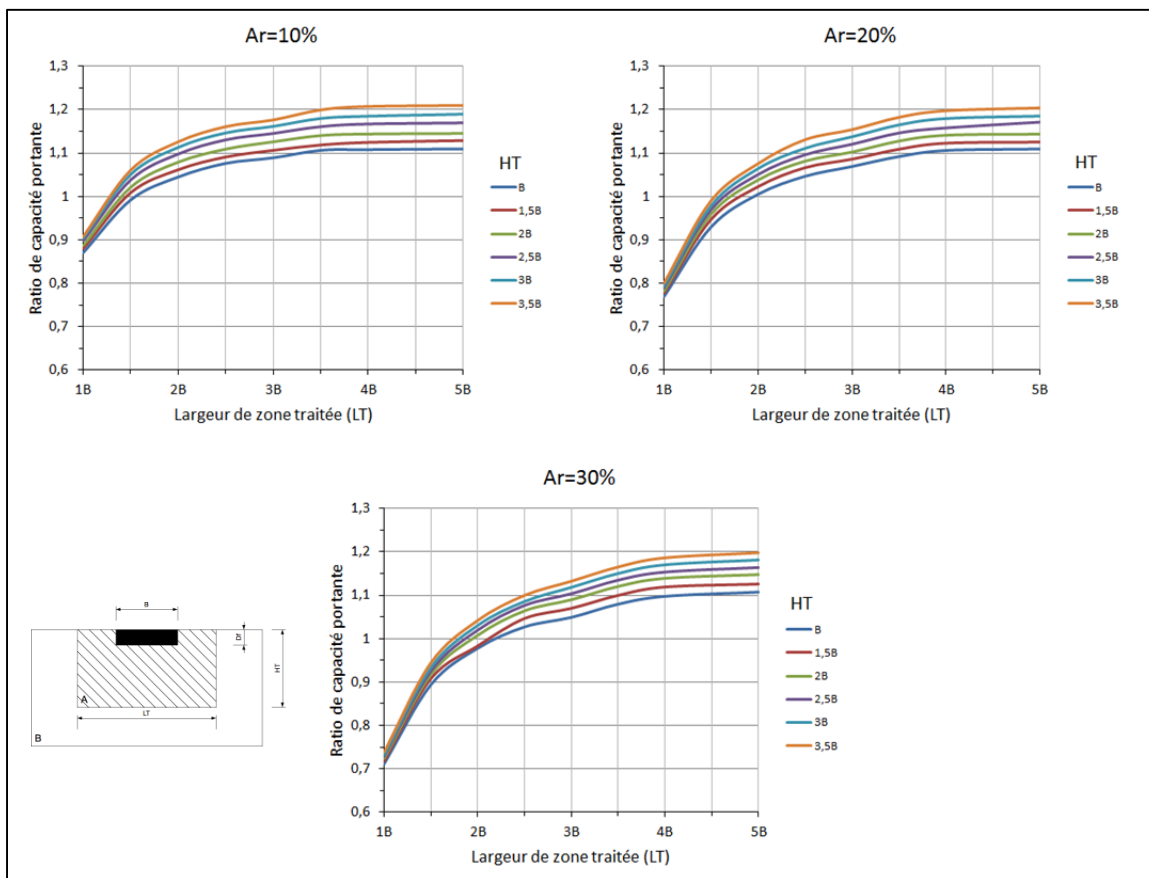


Figure 8.4 Évolution du ratio de capacité portante en fonction de dimensions de la zone de sol traitée par rapport à la capacité portante estimée avec CaPoDyn

Sachant que l'évaluation de la capacité portante par la méthode de Priebe ne dépend que du taux de remplacement (et potentiellement de la profondeur, via le facteur  $f_d$ , mais pas dans ce

cas-ci), la Figure 8.4 permet d'illustrer l'imprécision de cette méthode en fonction des dimensions de la zone de sol traitée que l'on choisit. Le ratio augmente avec la profondeur et la largeur de traitement de sol : il faut donc utiliser un facteur d'ajustement pour prendre en compte cet effet. La largeur de sol traité a un impact significatif sur la capacité portante de la fondation. Il faut en effet traiter une largeur totale de  $2B$  au minimum afin d'arriver à une capacité portante égale à celle estimée par la méthode de Priebe (quel que soit le taux de remplacement du sol). Au-delà d'une dimension  $4B$  (en largeur) la capacité portante n'augmente plus dans le cas des sols faiblement traités ( $Ar=10\%$ ), et augmente peu (environ  $1\%$ ) dans le cas des sols présentant un taux de remplacement plus élevé ( $Ar=30\%$ ) : lorsque le plan de rupture est entièrement inclus dans la zone traitée, augmenter la largeur de traitement n'apporte pas de gain significatif en termes de capacité portante [Figure 8.8]. Par contre, l'augmentation de capacité portante est grande lorsque l'on passe d'une largeur de traitement de  $1B$  à  $2B$ .

Les résultats de cette étude paramétrique indiquent que pour maximiser l'effet du traitement de sol en vue d'augmenter la capacité portante, il faut traiter une largeur minimale de  $2B$ . Quant à la profondeur de traitement, son influence étant estimable, dans certains cas (par le biais du facteur de profondeur  $f_d$ ), à l'aide du chiffrier CaPoDyn, ce choix appartiendra au concepteur. Il convient de noter que ces conclusions ne sont valides que dans le cas du calcul de l'augmentation de capacité portante, et ne sont pas transférables au traitement par vibroremplacement visant la réduction du risque de liquéfaction. Le taux de remplacement à choisir dépend de l'augmentation de capacité portante visée.

## **8.2 Cas d'un traitement de « réhabilitation » (après construction de la semelle)**

Cette section s'attache à étudier l'influence des dimensions de la zone de sol traitée (HT et LT) sur la capacité portante d'une fondation installée avant traitement : le sol situé directement sous la fondation n'est donc pas traité a priori [Figure 8.5]. La fondation est située en surface et le modèle FLAC utilisé tient compte de la symétrie du problème et se limite donc à l'étude de la demi-fondation. Les dimensions de la zone de sol traitée sont

données en fonction de la largeur de fondation  $B$ , prise égale à 2,2m dans ce cas de figure, et reposant sur un sable fluvio-glaciaire présentant un angle de frottement de  $35^\circ$  et un angle de dilatation de  $15^\circ$ . Il faut noter que les dimensions de la zone traitée sont données (en largeur) pour la partie située uniquement d'un côté de la fondation, ainsi une largeur traitée de  $0,5B$  ( $LT'$ ) donne une taille totale équivalente (incluant la fondation) de  $2B$  (pour fins de comparaison avec la section précédente).

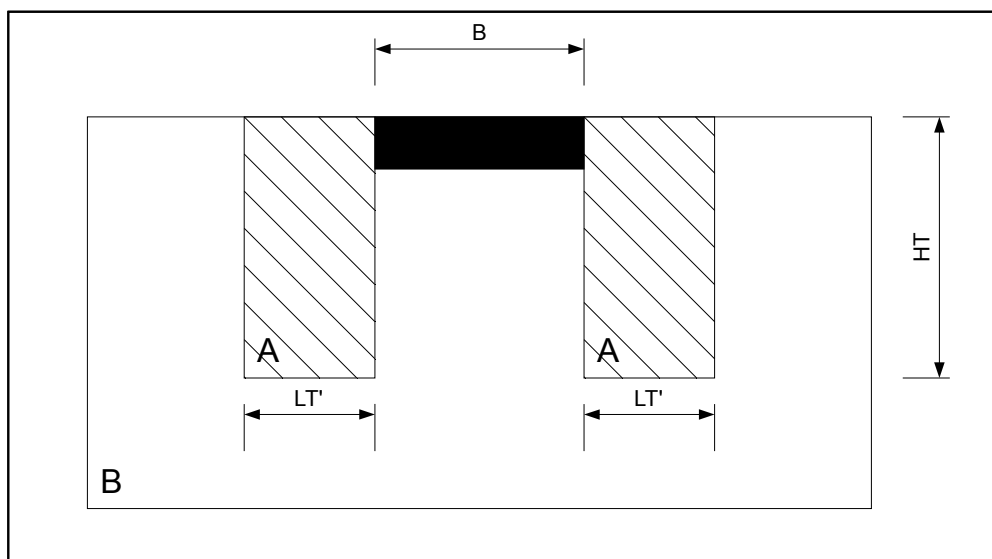


Figure 8.5 Paramètres variables :  $HT$  et  $LT'$

Les Tableaux 8.7 à 8.12 présentent les capacités portantes obtenues pour les différentes largeurs et profondeurs de zone traitée. La largeur maximale considérée est de  $2B$  (soit l'équivalent de  $5B$  dans la section précédente) et la profondeur maximale est  $3,5B$  car si la capacité portante continue d'augmenter en fonction de la profondeur de traitement, cette augmentation, prise en compte par la méthode de Priebe (dans certains cas, à travers le facteur  $f_d$ ), est relativement limitée.

Tableau 8.8 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur B

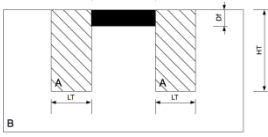
		<b>q<sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)</b>		
		<b>Ar=10%</b>	<b>Ar=20%</b>	<b>Ar=30%</b>
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,71</b>	<b>39,09</b>	<b>39,93</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,09</b>	<b>719,87</b>	<b>824,96</b>
<b>Profondeur (HT)</b>	<b>Largeur (LT')</b>			
<b>B</b>	0,25B	458,2	490,1	507,0
	0,5B	478,2	518,1	542,8
	0,75B	493,8	543,2	575,3
	B	502,3	557,7	590,4
	1,25B	507,8	568,1	606,2
	1,5B	509,6	571,4	612,3
	1,75B	510,3	572,8	617,1
	2B	510,4	573,4	618,1

Tableau 8.9 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 1,5B

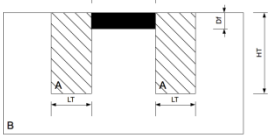
		<b>q<sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)</b>		
		<b>Ar=10%</b>	<b>Ar=20%</b>	<b>Ar=30%</b>
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,71</b>	<b>39,09</b>	<b>39,93</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,09</b>	<b>719,87</b>	<b>824,96</b>
<b>Profondeur (HT)</b>	<b>Largeur (LT')</b>			
<b>1,5B</b>	0,25B	461,4	490,3	507,1
	0,5B	480,6	519,3	543,8
	0,75B	497,3	545,7	577,5
	B	507,2	563,1	597,4
	1,25B	512,3	571,8	611,0
	1,5B	513,7	575,6	616,9
	1,75B	514,4	577,2	622,2
	2B	514,9	578,3	622,8

Tableau 8.10 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2B

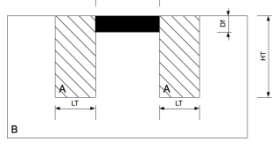
		$q_u$ FLAC homogène (kPa)		
		Ar=10%	Ar=20%	Ar=30%
	$\phi'$ homogène (°)	37,71	39,09	39,93
	$q_u$ Priebe (kPa)	575,09	719,87	824,96
Profondeur (HT)	Largeur (LT')			
2B	0,25B	465,1	494,7	507,9
	0,5B	483,9	523,5	545,8
	0,75B	502,2	551,8	582,1
	B	510,7	565,3	601,4
	1,25B	516,4	576,7	614,8
	1,5B	518,3	580,0	620,6
	1,75B	519,1	582,3	626,5
	2B	519,2	582,9	619,5

Tableau 8.11 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 2,5B

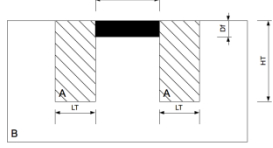
		$q_u$ FLAC homogène (kPa)		
		Ar=10%	Ar=20%	Ar=30%
	$\phi'$ homogène (°)	37,71	39,09	39,93
	$q_u$ Priebe (kPa)	575,09	719,87	824,96
Profondeur (HT)	Largeur (LT')			
2,5B	0,25B	467,3	496,7	513,5
	0,5B	488,3	527,4	551,0
	0,75B	506,2	554,6	582,2
	B	516,2	570,3	601,3
	1,25B	521,6	580,8	618,2
	1,5B	523,7	584,3	624,3
	1,75B	524,1	587,0	628,5
	2B	524,6	587,5	630,1

Tableau 8.12 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3B

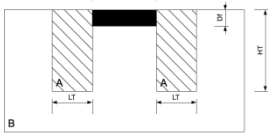
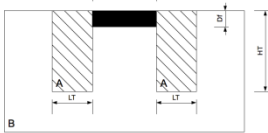
		<b>q<sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)</b>		
		<b>Ar=10%</b>	<b>Ar=20%</b>	<b>Ar=30%</b>
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,71</b>	<b>39,09</b>	<b>39,93</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,09</b>	<b>719,87</b>	<b>824,96</b>
<b>Profondeur (HT)</b>	<b>Largeur (LT')</b>			
<b>3B</b>	0,25B	471,4	499	515,4
	0,5B	492,3	530,2	553,3
	0,75B	509,6	558,8	588,2
	B	520,2	574,8	608,7
	1,25B	526,1	585,2	622,4
	1,5B	527,8	589,1	628,3
	1,75B	529	591,7	635,3
	2B	528,9	592,2	636,8

Tableau 8.13 Capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur 3,5B

		<b>q<sub>u</sub> FLAC homogène (kPa)</b>		
		<b>Ar=10%</b>	<b>Ar=20%</b>	<b>Ar=30%</b>
	<b>φ' homogène (°)</b>	<b>37,71</b>	<b>39,09</b>	<b>39,93</b>
	<b>q<sub>u</sub> Priebe (kPa)</b>	<b>575,09</b>	<b>719,87</b>	<b>824,96</b>
<b>Profondeur (HT)</b>	<b>Largeur (LT')</b>			
<b>3,5B</b>	0,25B	473,8	500,9	517,3
	0,5B	494,7	533,1	556,3
	0,75B	513,8	562,1	588,4
	B	524,7	579,2	609,0
	1,25B	530,7	589,5	626,6
	1,5B	532,4	594,1	632,4
	1,75B	533,8	596,7	635,1
	2B	534,1	596,8	636,8

On peut noter que les capacités portantes déterminées, même dans le cas de grandes dimensions de zone traitée, sont significativement inférieures à celles estimées avec CaPoDyn (20 à 30% de moins). On pouvait raisonnablement s'attendre à ce type de résultat puisque le  $q_u$  Priebe considère une densification homogène du sol, incluant la partie sous la fondation.

La Figure 8.6 présente graphiquement les capacités portantes obtenues avec le modèle FLAC pour des dimensions de la zone traitée variables. Il apparaît qu'augmenter la profondeur de la zone traitée permet d'augmenter la capacité portante : passer d'une profondeur de  $B$  à  $3,5B$  permet d'augmenter la capacité portante de 5% environ. Cependant, la largeur de la zone traitée a un impact important : on augmente la capacité portante de 10 à 20% lorsque l'on passe d'une largeur de  $0,25B$  à  $2,5B$  suivant le taux de remplacement choisi.

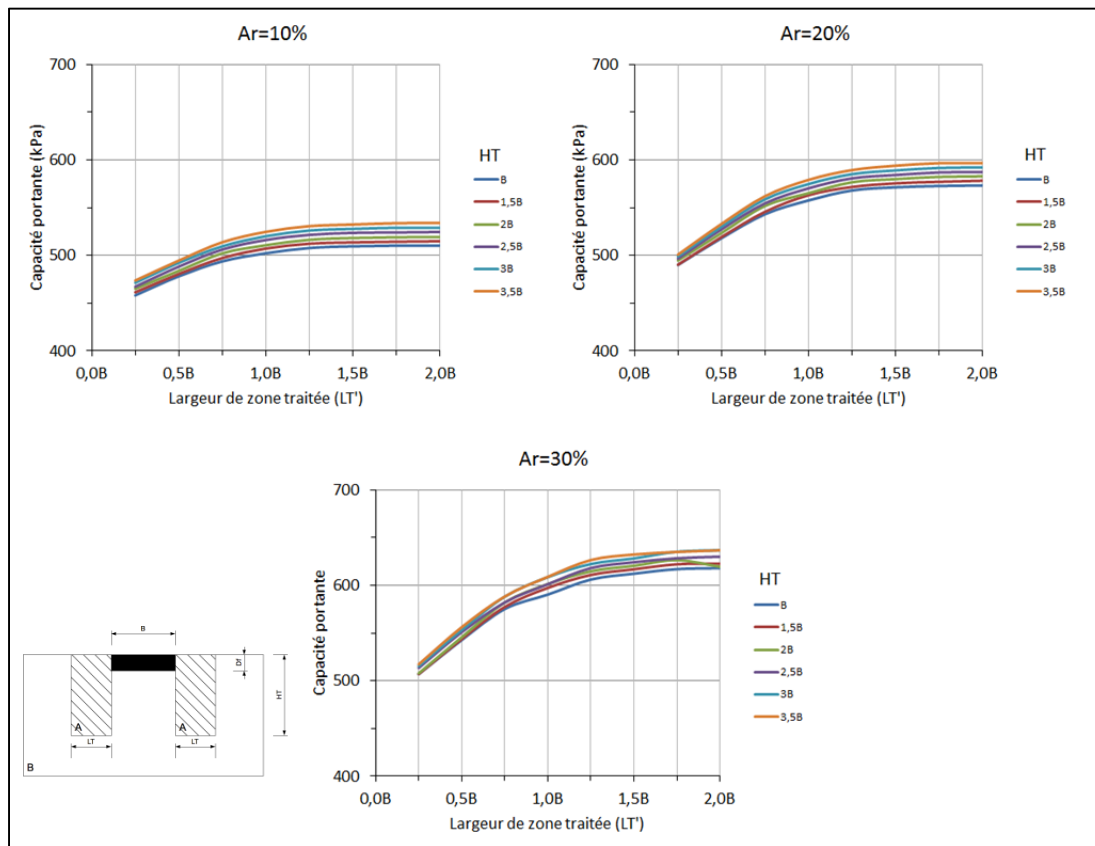


Figure 8.6 Évolution de la capacité portante en fonction de dimensions de la zone de sol traitée



La Figure 8.7 présente le ratio de la capacité portante obtenue avec FLAC par rapport à la capacité portante de référence estimée avec la méthode de Priebe (M6).

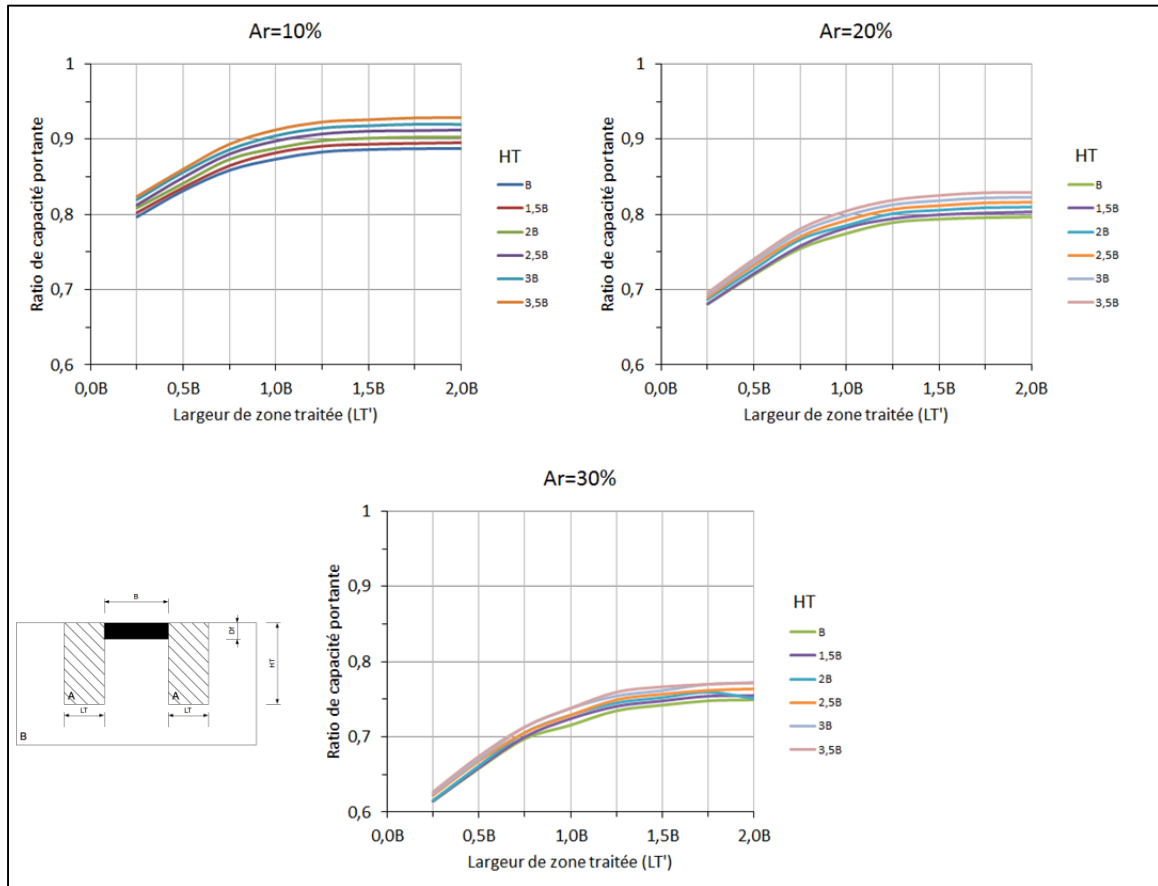


Figure 8.7 Évolution du ratio de capacité portante en fonction de dimensions de la zone de sol traitée par rapport à la capacité portante estimée avec CaPoDyn

Dans tous les cas, la capacité portante obtenue, pour ce type de traitement (réhabilitation), est plus faible que celle estimée avec la méthode M6 du chiffrier CaPoDyn, quel que soient les dimensions de la zone traitée. On peut par ailleurs noter, que plus le taux de remplacement est important, plus le ratio entre les capacités portantes obtenues avec FLAC et CaPoDyn diminue (bien que la capacité portante augmente, comme cela est visible aux Tableaux 8.7 à 8.12). Un facteur de correction doit donc être appliqué aux résultats obtenus avec CaPoDyn.

Les résultats de cette étude paramétrique indiquent que pour maximiser l'effet du traitement de sol en vue d'augmenter la capacité portante, il faut traiter une largeur minimale de  $1,5B$  de part et d'autre de la fondation (soit  $4B$  au sens de la section précédente). Cette valeur correspond au seuil à partir duquel le gain de capacité portante est faible en regard de la largeur supplémentaire de sol traité (moins de 1,5% de gain lorsque l'on passe de  $1,5B$  à  $2B$ ). Ceci s'explique par la taille du plan de rupture : dès lors qu'il est entièrement inclus dans la zone de sol traitée, augmenter la largeur de traitement n'apporte pas de gain significatif de capacité portante [Figure 8.8]. Quant à la profondeur de traitement, son influence étant sous-estimée à l'aide du chiffrier CaPoDyn, il serait recommandé de traiter jusqu'à une profondeur de 2 ou  $3B$ .

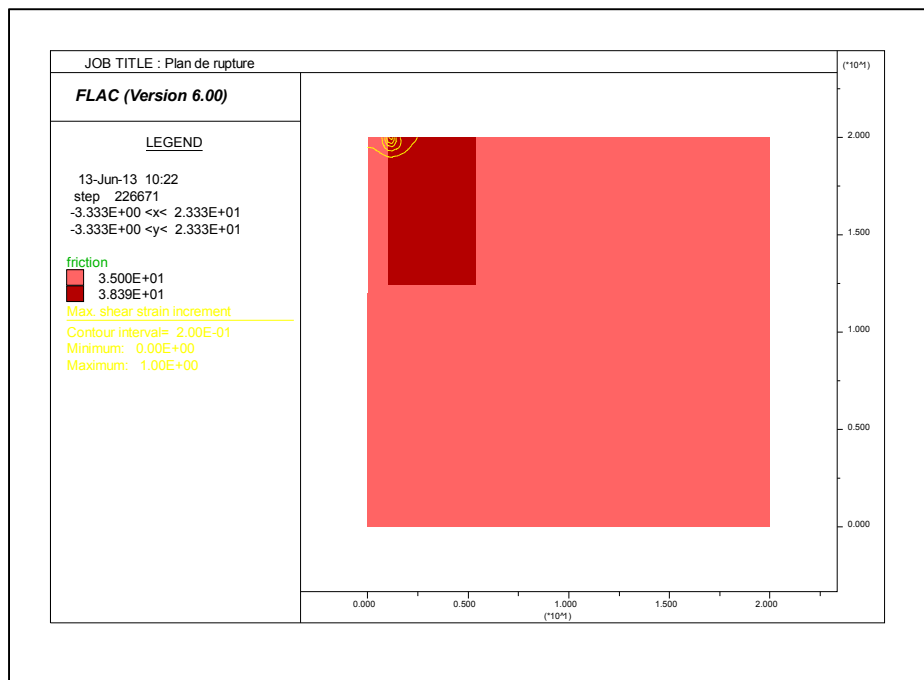


Figure 8.8 Plan de rupture de la fondation à la capacité portante maximale

Si les résultats de l'étude paramétrique pour un sol traité sous la fondation (section 8.1) ont été obtenus avec un modèle validé au chapitre 7, il convient de s'assurer que les résultats de la présente section (8.2) ne sont pas influencés par l'hypothèse de sol homogène équivalent retenue. Il faut noter que ces conclusions ne sont valides que dans le cas du calcul de

l'augmentation de capacité portante, et ne sont pas transférables au traitement par vibroremplacement visant la réduction du risque de liquéfaction.

### 8.3 Validation des résultats obtenus avec un modèle homogène (« Priebe ») à l'aide d'un modèle à colonnes de sol (« Baez »)

Cette section vise à s'assurer que les résultats de l'étude paramétrique présentée aux sections 8.1. et 8.2. sont corrects. Le but sera donc de comparer les capacités portantes obtenues avec un modèle à sol homogène équivalent (modèle « Priebe »), et un modèle à colonne de sols, et dont les propriétés du sol traité entre les colonnes sont déterminées d'après le modèle de Baez (modèle hétérogène). Les Tableaux 8.13 à 8.15 présentent les capacités portantes obtenues avec les deux modèles pour une largeur et une profondeur de zone traitée variables.

Tableau 8.14 Validation des capacités portantes obtenues avec FLAC pour une profondeur B

Profondeur	Largeur	Ar "réel"	$\Phi'$ hétérogène	$q_u$ FLAC hétérogène (kPa)	$q_u$ FLAC homogène (kPa)	Écart
B	0,25B	33,30%	38,30	513,1	507,0	1,20%
	0,5B	20%	38,25	525,9	518,1	1,51%
	0,75B	25%	38,28	565,1	560	0,91%
		12,50%	38,05	532,1	493,8	7,76%
	B	27,30%	38,29	592,3	590,4	0,32%
		18,20%	38,22	563,0	557,7	0,95%
	1,25B	28,60%	38,29	608,9	606,2	0,45%
		21,40%	38,26	592,2	568,1	4,24%
	1,5B	31,30%	38,30	640,3	612,3	4,57%
		18,80%	38,23	583,8	571,4	2,17%
	1,75B	31,60%	38,30	644,8	617,1	4,49%
		21,10%	38,26	588,8	572,8	2,79%
	2B	31,80%	38,30	647,2	618,1	4,71%
		22,70%	38,27	602,8	573,4	5,13%

Tableau 8.15 Validation des capacités portantes obtenues avec FLAC  
pour une profondeur 2B

Profondeur	Largeur	Ar "réel"	$\Phi'$ hétérogène	$q_u$ FLAC hétérogène (kPa)	$q_u$ FLAC homogène (kPa)	Écart
2B	0,25B	33,30%	38,30	513,6	507,9	1,12%
	0,5B	20%	38,25	525,8	523,5	0,44%
	0,75B	25%	38,28	565,4	565	0,07%
		12,50%	38,05	535,3	502,2	6,59%
	B	27,30%	38,29	594,3	601,4	-1,18%
		18,20%	38,22	567,5	565,3	0,39%
	1,25B	28,60%	38,29	609,2	614,8	-0,91%
		21,40%	38,26	594,1	576,7	3,02%
	1,5B	31,30%	38,30	640,3	620,6	3,17%
		18,80%	38,23	584,0	580,0	0,69%
	1,75B	31,60%	38,30	646,4	626,5	3,18%
		21,10%	38,26	588,9	582,3	1,13%
	2B	31,80%	38,30	647,4	619,5	4,50%
		22,70%	38,27	602,3	582,9	3,33%

Tableau 8.16 Validation des capacités portantes obtenues avec FLAC  
pour une profondeur 3B

Profondeur	Largeur	Ar "réel"	$\Phi'$ hétérogène	$q_u$ FLAC hétérogène (kPa)	$q_u$ FLAC homogène (kPa)	Écart
3B	0,25B	33,30%	38,30	513,2	515,4	-0,43%
	0,5B	20%	38,25	525,8	530,2	-0,83%
	0,75B	25%	38,28	564,7	573	-1,45%
		12,50%	38,05	535,4	509,6	5,06%
	B	27,30%	38,29	595,5	608,7	-2,17%
		18,20%	38,22	567,2	575,8	-1,49%
	1,25B	28,60%	38,29	610,1	622,4	-1,98%
		21,40%	38,26	594,3	585,2	1,56%
	1,5B	31,30%	38,30	640,3	628,3	1,91%
		18,80%	38,23	583,8	589,1	-0,90%
	1,75B	31,60%	38,30	646,2	635,3	1,72%
		21,10%	38,26	588,6	591,7	-0,52%
	2B	31,80%	38,30	647,2	636,8	1,63%
		22,70%	38,27	602,2	592,2	1,69%

Les capacités portantes obtenues avec les deux méthodes sont très proches (écart maximal de 7,76%, écart médian de 1,68%), et donc le modèle de sol homogène équivalent proposé par Priebe donne des résultats satisfaisants. Ainsi les conclusions de l'étude paramétrique présentée en section 8.2. sont valides.

#### 8.4 Surfaces paramétriques

Les courbes paramétriques obtenues dans les sections précédentes peuvent être représentées sous forme de surfaces paramétriques dans un système d'axe tridimensionnel.

L'équation générale des surfaces présentées aux Figures 8.8 à 8.12 est :

$$q_u(LT, HT) = C00 + C10 \cdot LT + C01 \cdot HT + C20 \cdot LT^2 + C11 \cdot LT \cdot HT + C30 \cdot LT^3 + C21 \cdot LT^2 \cdot HT \quad (8.1)$$

Avec  $LT$  la largeur de traitement (en fonction de la largeur de la semelle  $B$ ) et  $HT$  la profondeur de traitement (en fonction de la largeur de la semelle  $B$ ). Les valeurs des constantes  $C00$  à  $C21$  sont données au Tableau 8.17 pour deux situations de traitement de sol [Figure 8.9] et trois taux de remplacement. La Figure 8.9 présente les largeurs et profondeurs de traitement,  $LT$  et  $HT$  respectivement selon les deux situations de traitement, avant ou après construction de la semelle.

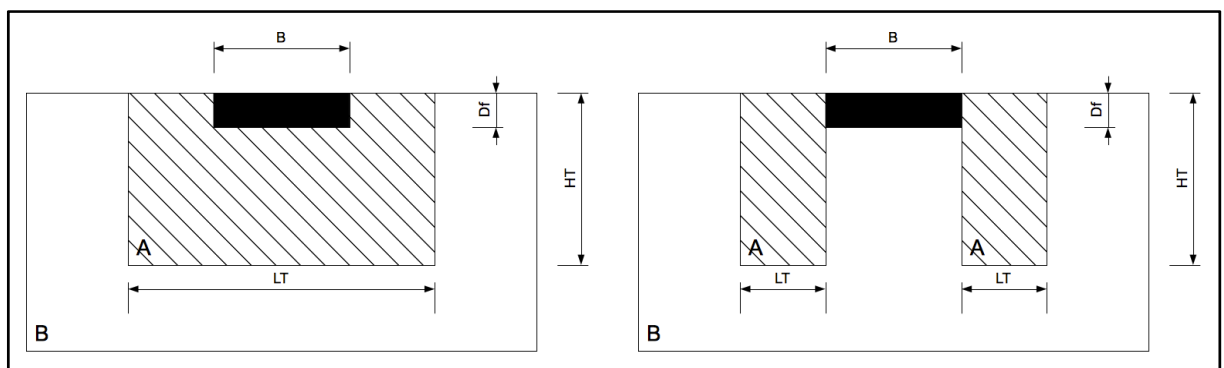


Figure 8.9 Dimensions de zones traitées dans le cas d'un traitement avant construction de la semelle (a) et dans le cas d'un traitement de réhabilitation (b)

Tableau 8.17 Valeurs des constantes pour les équations des surfaces paramétriques

			C00	C10	C01	C20	C11	C30	C21	R <sup>2</sup> (ajusté)
Conception	q <sub>u</sub>	Ar=10%	293,6	266,3	2,05	-73,49	9,941	6,634	-1,168	0,9885
		Ar=20%	227,4	426,5	-2,032	-114,1	13,91	10,14	-1,617	0,9904
		Ar=30%	180,1	533,3	-4,122	-139,6	15,77	12,27	-1,82	0,9913
	Ratio CaPoDyn R <sub>qu</sub>	Ar=10%	0,5127	0,4619	0,002344	-0,128	0,01832	0,01161	-0,00219	0,9888
		Ar=20%	0,3159	0,5924	-0,002823	-0,1585	0,01933	0,01408	-0,002247	0,9904
		Ar=30%	0,2184	0,6464	-0,004997	-0,1692	0,01912	0,01487	-0,002206	0,9913
Réhabilitation	q <sub>u</sub>	Ar=10%	424,6	124,9	4,983	-68,64	5,211	12,44	-1,496	0,9985
		Ar=20%	443,4	181,6	3,231	-90,96	7,176	15,14	-2,079	0,9884
		Ar=30%	451,2	220,6	3,555	-100,6	4,582	14,87	-1,149	0,9976
	Ratio CaPoDyn R <sub>qu</sub>	Ar=10%	0,7382	0,2173	0,008664	-0,1188	0,009061	0,02163	-0,0026	0,9985
		Ar=20%	0,6159	0,2523	0,004488	-0,1264	0,009968	0,02103	-0,002889	0,9984
		Ar=30%	0,5469	0,2675	0,004309	-0,1219	0,005555	0,01803	-0,001393	0,9976

Les Figures 8.8 et 8.9 donnent la capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de traitement pour différents taux de remplacement. Le gain de capacité avec l'augmentation de la largeur de traitement est significatif pour LT inférieur à 3B, alors que l'effet de la profondeur de traitement HT est plus important pour des valeurs LT de 5B que 1B. La Figure 8.11 illustre que le taux de remplacement a plus d'impact lorsque la zone traitée est plus profonde (HT grand).

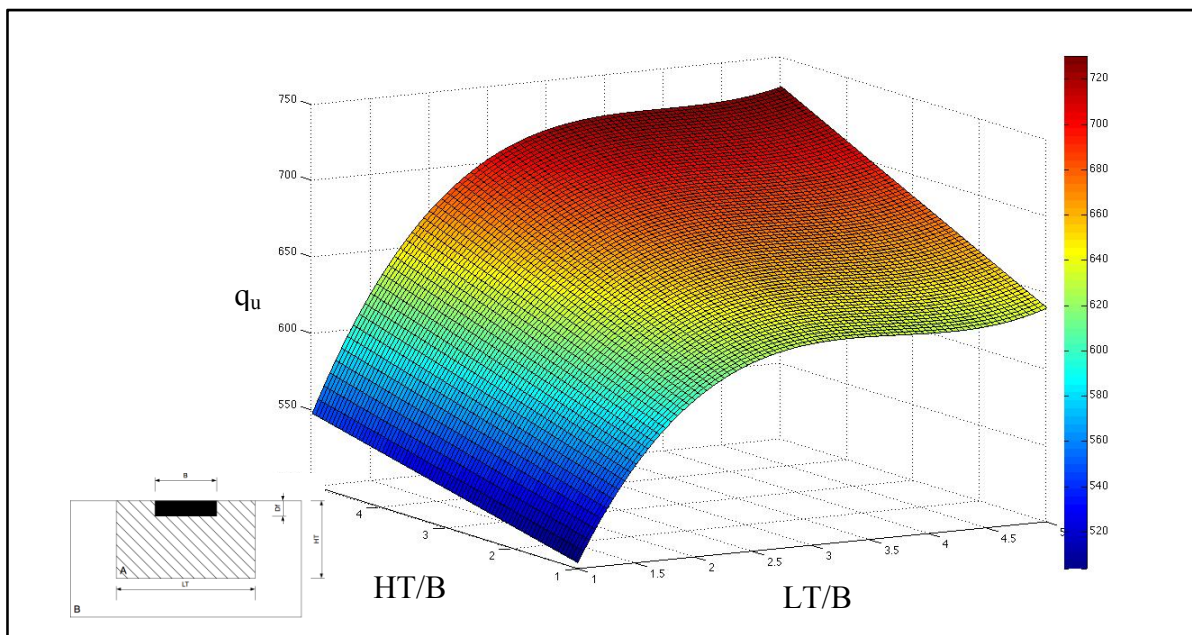


Figure 8.10 Surface indiquant la capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour un taux de remplacement de 10%

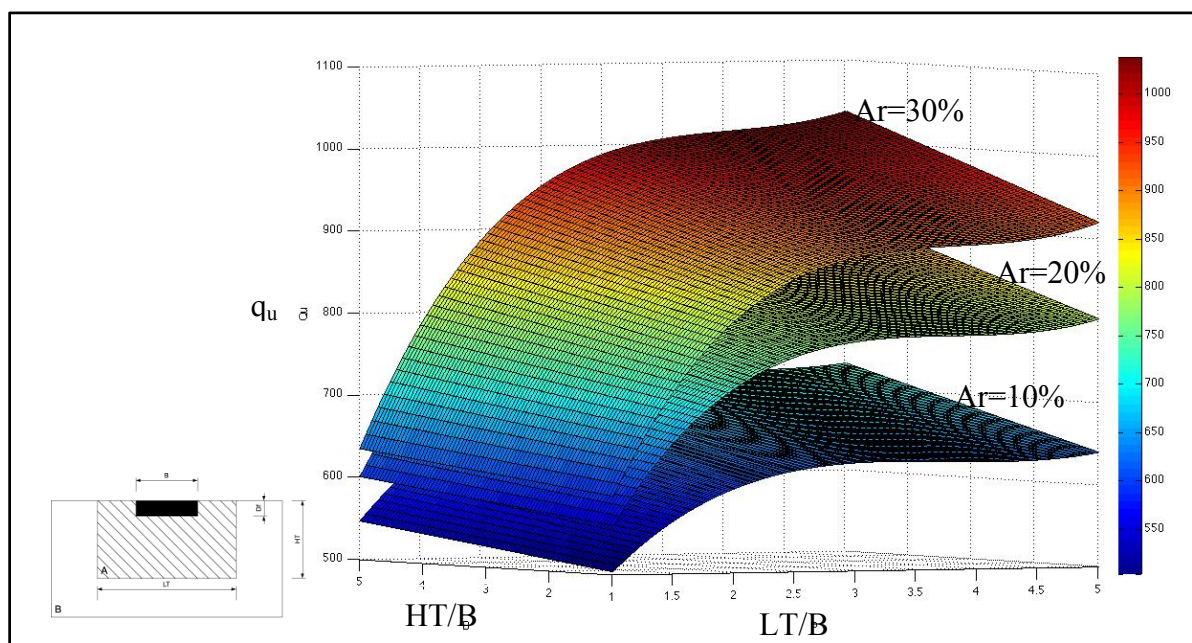


Figure 8.11 Surfaces indiquant la capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour des taux de remplacement de 10, 20 et 30%

Les surfaces paramétriques des Figures 8.10 et 8.12 présentent les ratios de capacité portante obtenue avec le modèle FLAC par rapport à la capacité portante de référence estimée avec CaPoDyn et servent à calibrer la capacité portante calculée avec CaPoDyn (Méthode M6) pour tenir compte de l'effet des dimensions de la zone traitée. Ainsi un onglet a été rajouté dans le chiffrier, où l'utilisateur peut rentrer les dimensions de la zone à traiter (en fonction de la largeur de semelle B) et obtenir un coefficient à appliquer sur la capacité portante évaluée avec le chiffrier. Il est à noter que le coefficient est calculé par interpolation linéaire pour les taux de remplacement différents des valeurs de 10%, 20% et 30%.

Le Tableau 8.17 donne également les valeurs des constantes C00 à C21 à utiliser afin d'obtenir directement le ratio  $R_{qu}$  avec l'équation 8.1.

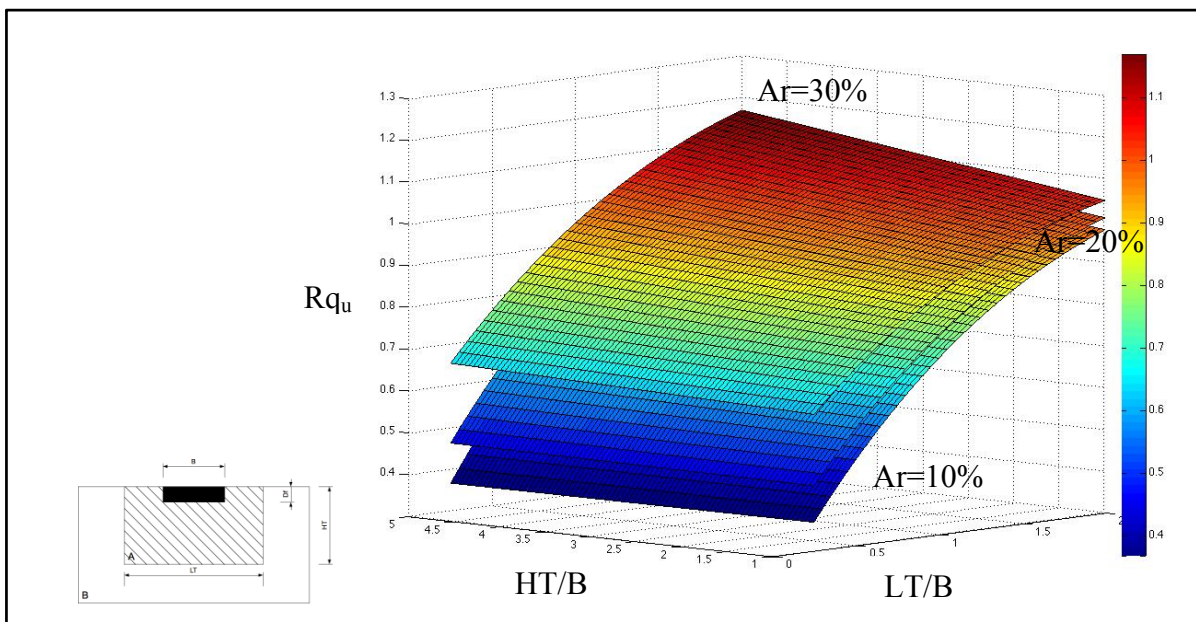


Figure 8.12 Surfaces indiquant le ratio de capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour des taux de remplacement de 10, 20 et 30% par rapport à la valeur estimée avec CaPoDyn



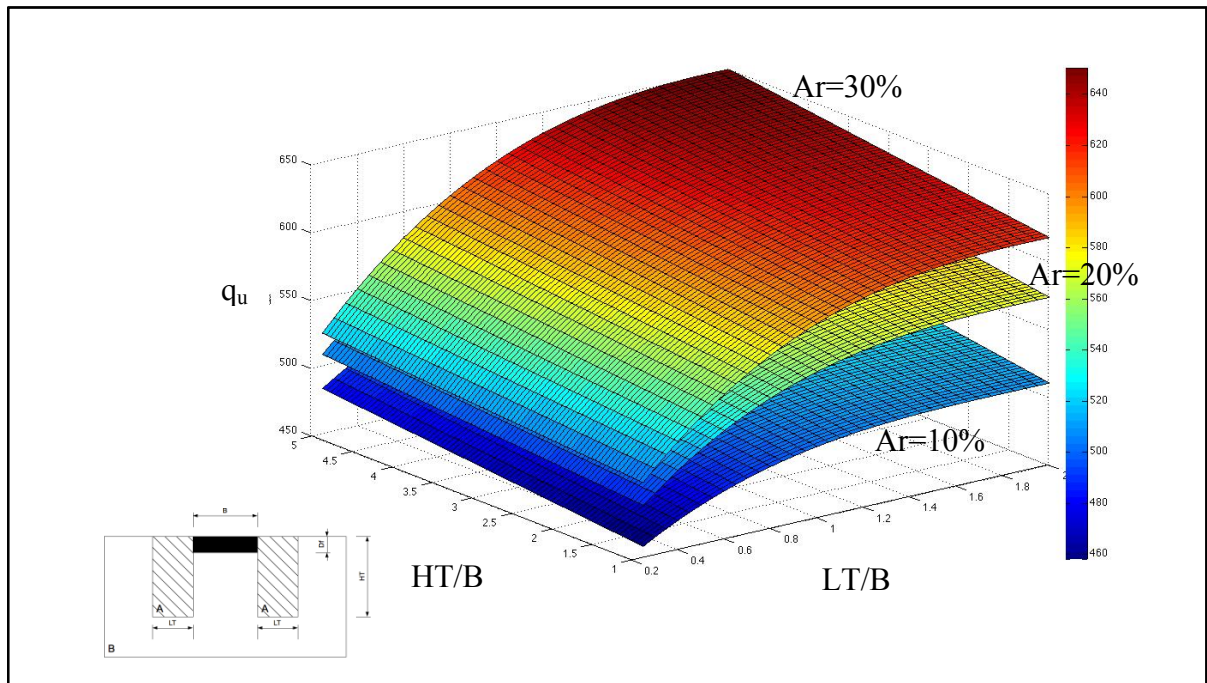


Figure 8.13 Surfaces indiquant la capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour des taux de remplacement de 10, 20 et 30%, dans le cas d'un sol traité autour de la semelle

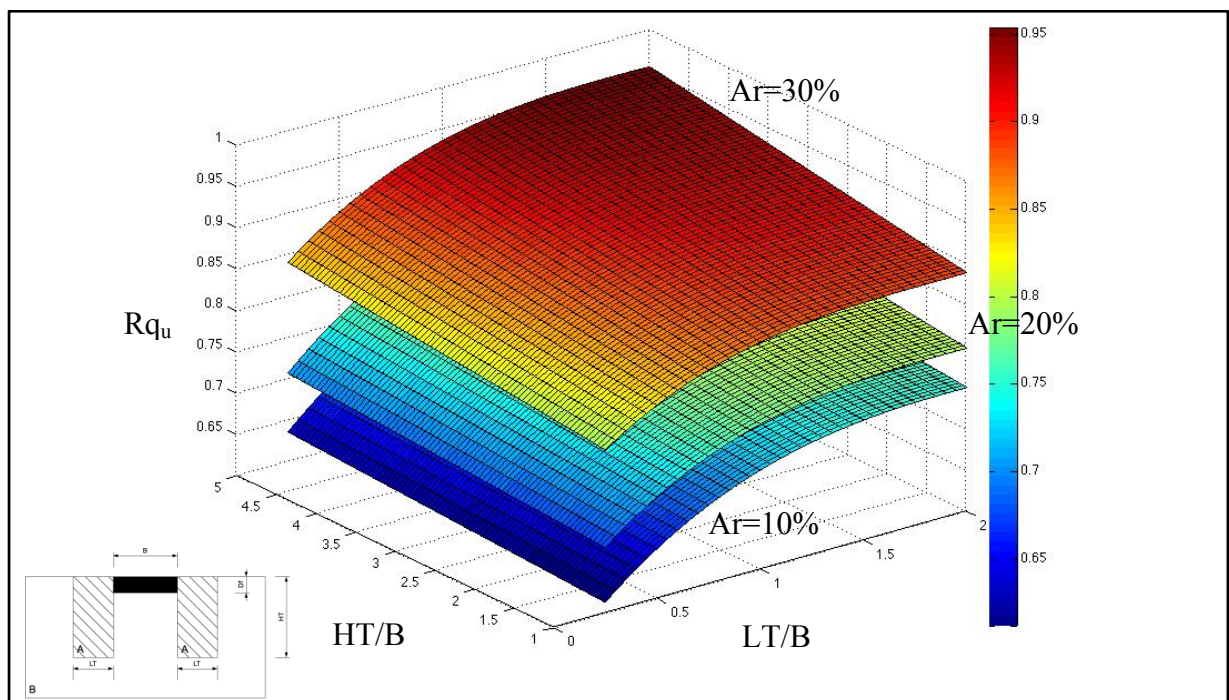


Figure 8.14 Surfaces indiquant le ratio de capacité portante en fonction de la largeur et de la profondeur de la zone traitée pour des taux de remplacement de 10, 20 et 30% par rapport à la valeur estimée avec CaPoDyn, dans le cas d'un sol traité autour de la semelle

## 8.5 Conclusions

Ce chapitre a présenté une validation du modèle homogène et une comparaison de la capacité portante estimée avec les méthodes de Priebe et Baez. Il apparaît que la méthode de Baez donne une borne inférieure lorsqu'elle est utilisée dans CaPoDyn (elle ne prend pas en compte l'augmentation de capacité portante apportée par les colonnes de ballast elles-mêmes), et que la méthode de Priebe donne une bonne approximation de la capacité portante réelle lorsqu'elle est comparée à un modèle mixte (colonnes de ballast et sol traité). Enfin, une étude paramétrique cherchant à estimer l'effet de la taille de la zone traitée et du taux de remplacement choisi sur la capacité portante a été présentée. L'ensemble de ces travaux a été fait pour le cas de chargement statique. Il apparaît que pour un cas de traitement de sol avant construction de la semelle, au-delà d'une largeur de traitement de  $3B$  le gain de capacité portante n'est pas significatif. Pour un cas de « réhabilitation » on observe la même chose pour  $LT'$  supérieure à  $1,5B$ . Le traitement de sol à grande profondeur fait augmenter la capacité portante, mais moins significativement que le traitement sur de grandes largeurs. Enfin, pour estimer la capacité portante à l'aide de CaPoDyn (Méthode M6), dans le cas d'une « réhabilitation », il est préférable de calibrer les résultats d'après les surfaces paramétriques présentées en section 8.4.

Le chapitre suivant porte sur la modélisation de la fondation superficielle reposant sur un sol traité par vibroremplacement et présente les études de sensibilité ayant conduit aux choix de modélisation pour l'étude du comportement sismique.

## **CHAPITRE 9**

### **MODÉLISATION ET ANALYSE DE L'ISS POUR UNE FONDATION SUPERFICIELLE EN SURFACE AVEC FLAC**

Le chapitre 8 a présenté les dimensions optimales de traitement de la zone de sol afin d'avoir la plus grande capacité portante possible, dans le cas d'un chargement statique. La suite de l'étude porte sur l'optimisation des dimensions dans le cas d'un chargement sismique. Cette partie de la thèse fait donc appel à un modèle dynamique, et inclut l'ISS. Avant de procéder à l'optimisation de la zone de sol à traiter dans le cas sismique, il convient de définir l'ISS, les paramètres dynamiques du modèle. Ce chapitre présente les modèles FLAC et les études de sensibilité réalisées pour définir les modèles qui seront utilisés dans la suite de la thèse pour l'étude du comportement sismique des fondations superficielles sur sol traité. Au préalable une brève revue de la littérature sur l'ISS est introduite.

#### **9.1 Interaction Sol-Structure : définition, problématiques pour les fondations superficielles et revue critique des méthodes d'analyse**

##### **9.1.1 Définition de l'Interaction Sol Structure (ISS)**

Les déformations d'une structure au cours d'un tremblement de terre sont affectées par trois systèmes liés entre eux : la structure, la fondation et le sol situé sous et autour de la fondation. Une analyse de l'Interaction Sol Structure évalue la réponse collective de ces systèmes (Jeremic et al., 2009b). L'analyse de l'ISS nécessite l'étude du comportement du sol sous charge cyclique en champ libre, l'étude de la modification de signal et l'étude dynamique de la structure (Davidovici, 1999).

Concrètement l'ISS se définit comme ceci [Figure 9.1] :

- une onde générée par la rupture d'une faille se propage dans le sol (plus particulièrement dans la couche rocheuse);

- en remontant vers la surface cette onde voit son contenu fréquentiel et son amplitude modifiés par la traversée de différentes couches (sans oublier les problèmes de réflexion, réfraction et diffraction);
- la vibration du sol engendre une vibration de la structure en surface (instant  $t$ )
- la vibration de la structure (générée par celle du sol) va à son tour générer des ondes dans le sol et ainsi modifier l'onde vibratoire arrivant au niveau du système de fondation à l'instant  $t+1$  (à la fois dans son contenu fréquentiel, son amplitude et sa durée);
- la vibration du sol (modifiée par la vibration de la structure) va continuer à solliciter la structure et modifier ses vibrations et donc la vibration du sol etc, etc.

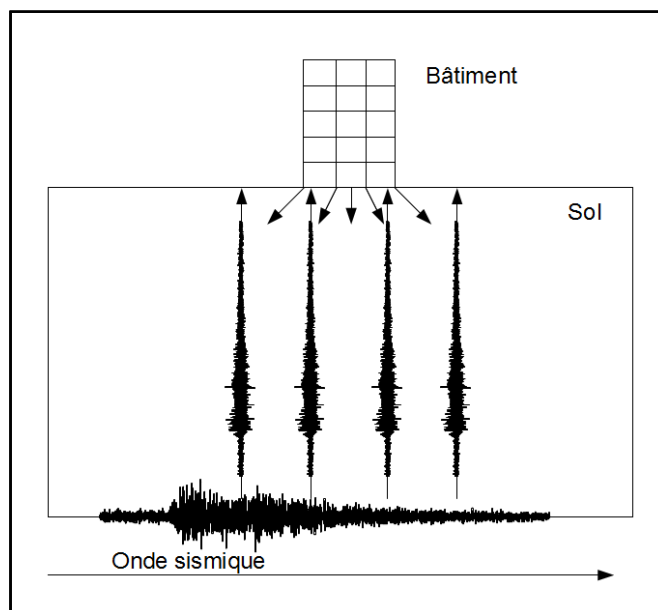


Figure 9.1 Schématisation de l'ISS

L'effet de l'ISS correspond à la différence entre la réponse de la structure réelle et celle de la structure avec une fondation rigide idéalisée. Sous l'effet de forts séismes, les structures et le sol adoptent un comportement inélastique (Davidovici, 1999). Les problèmes d'ISS sont très complexes : il est nécessaire de faire des simplifications et d'utiliser des méthodes de résolution numériques. À cause du grand nombre d'hypothèses à faire, les experts dans le domaine estiment des mouvements à la base dont l'amplitude peut varier du simple au double entre différents chercheurs (Wilson, 2002). Aucune solution déterministe ne peut être

obtenue avec les méthodes actuelles. Cependant, avec les données adéquates concernant le sol et la structure, des prédictions raisonnables peuvent être faites concernant la réponse de la structure, et peuvent être utilisées dans le cadre d'une évaluation ou d'un dimensionnement (Johnson, 2003).

Dans le cas d'un bâtiment on parle d'ISS. Pour un pont, on parlera plutôt d'Interaction Sol-Fondation-Structure (ISFS), qui peut être découpé en deux problèmes : Interaction Sol-Fondation (ISF) et Interaction Fondation-Structure (IFS). La deuxième partie est un problème plus classique d'analyse dynamique des ponts (Tseng et Penzien, 2000). Par mesure de simplicité, on parlera simplement d'ISS dans la suite du document.

En 1974, les travaux de Veletsos et Meek ont montré qu'il y a ISS dès que (Chowdhury et Dasgupta, 2009) :

$$\frac{V_s}{f \cdot h} \leq 20 \quad (9.1)$$

Avec  $f=1/T$  la fréquence fondamentale de la structure,  $h$  la hauteur du bâtiment et  $V_s$  la vitesse d'ondes de cisaillement dans le sol. Si  $T$  (la période fondamentale) est approximée par  $T = 0,1n$  où  $n$  est le nombre d'étages d'un bâtiment et en considérant une hauteur moyenne d'étages de 3m on arrive à  $V_s \leq 600 \text{ m/s}$ . Donc, d'après ce calcul rapide et très simplifié, l'ISS existerait tout le temps sauf sur du roc. Or certaines études très récentes ont montré que l'ISS peut même affecter certaines structures construites sur du roc (Jeremic et al., 2009b).

Pour la plupart des structures simples, la modélisation du sol par des ressorts linéaires (aux propriétés judicieusement choisies) est suffisante pour avoir une idée de l'ISS. Si les résultats varient significativement du modèle sans ISS, il pourrait être bon de passer à un modèle plus détaillé (Chowdhury et Dasgupta, 2009).

### 9.1.2 Méthodes d'analyse et formalisation du problème d'ISS

Il y a principalement deux grand types de méthodes pour analyser l'ISS : l'approche directe (ou méthode globale), qui consiste à modéliser le sol et la structure dans un unique modèle, et l'approche dite des « sous-structures », qui décompose le problème en sous-problèmes plus simples (Johnson, 2003; Pecker, 1984; 2008; Stewart et al., 1998; Stewart et al., 1999). L'approche des sous-structures n'est applicable que dans le cas du domaine linéaire : où l'on peut justifier le principe de superposition (Jeremic et al., 2009a; Pecker, 2008). Pour faire des analyses dans le domaine non linéaire, il faut utiliser la méthode directe (Johnson, 2003). Néanmoins, dans le cadre d'études d'ingénierie, la méthode des sous-structure, peut être utilisée pour des systèmes faiblement non linéaires (Mylonakis et al., 1997).

Un bon modèle numérique d'ISS ne permet pas seulement de concevoir des ouvrages sécuritaires, mais aussi d'optimiser le coût de construction de ceux-ci (avec un évènement sismique de période de retour fixée) (Jeremic et al., 2009a).

Pour simplifier le problème d'ISS, et donc réduire le temps de calcul, certains modèles sont en 2D. Bien que cette méthode soit très pratique, c'est potentiellement dangereux pour trois raisons (Wolf et Song, 2002) :

- 1) l'amortissement radiatif par unité de contact est surestimé pour les fréquences finies;
- 2) la surface de contact sera plus grande pour un modèle 2D que pour un modèle 3D, ce qui engendrera une surestimation de l'amortissement radiatif global;
- 3) la modélisation 2D sous-estime toujours la rigidité.

Lorsqu'une analyse d'ISS est faite, l'ingénieur a le choix de travailler dans le domaine fréquentiel ou dans le domaine temporel. Le domaine fréquentiel permet de mieux rendre compte de l'amortissement radiatif et des conditions de frontières, mais ne permet de travailler que dans le domaine linéaire. Le domaine temporel quant à lui, permet de travailler dans la phase plastique mais les imprécisions quant à l'amortissement modal mènent à des conceptions parfois trop conservatrices (Ostadan et al., 2004).

### **Méthode directe (ou globale)**

L'avantage de la méthode globale, est que l'on fait l'intégralité du calcul d'ISS en une seule étape. D'autre part cette méthode permet de rendre compte des non linéarités contrairement à la méthode des sous-structures (Johnson, 2003; Pecker, 1984; Wilson, 2002). Il faut cependant faire attention à ne pas appliquer les forces sismiques aux masses des fondations (Wilson, 2002).

On distingue trois niveaux de sophistication dans les méthodes directes (Jeremic et al., 2009a) :

- 1) méthode de la rigidité de la fondation : des ressorts et amortisseurs non linéaires représentent le comportement du sol dans un logiciel d'éléments finis commercial (très prisé par les ingénieurs en structure pour sa facilité de mise en œuvre). Pour le calcul des propriétés des ressorts on peut se reporter aux formules de Gazetas (1991), ou idéalement faire un modèle aux éléments finis pour le sol. Des logiciels comme SAP2000 ou ETABS peuvent être utilisés;
- 2) méthodes p-y (pour les fondations profondes) : courbes expérimentales donnant la résistance latérale du sol par unité de longueur de pile (p) en fonction de la déformation (y), traditionnellement utilisées pour évaluer le chargement latéral de piles. Bien que peu utilisées aujourd'hui dans le cadre de la dynamique, il y a une tentative d'implémentation dans les logiciels d'éléments finis pour populariser cette méthode auprès des ingénieurs (elle est parfois utilisée pour la méthode des sous-structures). Ce type de méthode peut être utilisé dans des logiciels commerciaux comme SAP2000 ou ETABS;
- 3) modèle 3D : méthode « brutale » permettant d'obtenir à la fois les forces pour la structure et pour le sol, contrairement aux méthodes ci-dessus. Il y a néanmoins un gros effort de modélisation ainsi qu'un temps de calcul très important. Cependant cette technique permet de résoudre tous les problèmes et d'étudier des structures à géométrie complexe. Les logiciels utilisables pour ce type de méthode sont par exemple PLAXIS et ABAQUS.

### **Méthode de superposition (sous-structures)**

La méthode des sous-structures se distingue de la méthode directe car elle divise le problème d'ISS en une somme de problèmes. De fait, elle est donc limitée au domaine linéaire (condition d'application du principe de superposition). Les solutions sont calculées pour le sol et pour la structure, puis les conditions de compatibilité à l'interface sont appliquées : il faut vérifier la conformité du déplacement et du vecteur contrainte (Pecker, 2008). L'approche par sous-structures a donné naissance à des méthodes de calcul d'ISS simplifiées et appliquées dans les recommandations du NEHRP (BSSC - ATC, 1997; FEMA, 2009) ou certains codes (ASCE, 2010).

Il y a trois sous-problèmes, ou trois étapes (Johnson, 2003; Pecker, 2008) :

- 1) détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique (équivalent à l'interaction cinématique), on détermine la « Foundation Input Motion » (FIM);
- 2) détermination de la matrice d'impédance de la fondation (interaction inertielle : souvent plus importante que l'interaction cinématique, augmentation de la période de la structure et de l'amortissement);
- 3) calcul de la réponse dynamique de la structure.

L'étape 1 peut être négligée lorsque l'on a une fondation superficielle et que la structure est soumise à une onde qui se propage uniquement de façon verticale (c'est-à-dire que l'interaction cinématique sera considérée comme nulle) (Pecker, 2008). Pour l'étape 2, le calcul peut être évité et il est possible de se référer à des fonctions d'impédances publiées dans la littérature (Pecker, 2008), ou utiliser l'approximation à une fondation circulaire (Stewart et al., 1999).

En termes de paramètres de l'ISS, l'interaction cinématique (parfois appelée effet de diffusion des ondes (Mylonakis et al., 1997)) est modélisée par les fonctions de diffusion, et l'interaction inertielle est modélisée par les fonctions d'impédance (Johnson, 2003).



L'accélérogramme calculé avec interaction cinématique est en général légèrement plus faible que celui enregistré en champ libre : la non considération de l'interaction cinématique entraîne une conception légèrement conservatrice et peut être envisagée pour la conception de ponts non critiques (Mahsuli et Ghannad, 2009; Mylonakis et al., 2006).

### **9.1.3 Types de ruptures, non linéarités à l'interface sol-fondation et mécanisme de tassement lors d'un séisme**

Cette section présente les types de ruptures du sol, les non linéarités répertoriées à l'interface entre le sol et la fondation, ainsi que les mécanismes induisant des tassements lors de séismes.

#### **Ruptures du sol**

Il y a trois types de rupture du sol en cisaillement, pour un chargement statique (Bowles, 1996; Day, 2006) :

- 1) cisaillement général : rupture totale du sol sous-jacent, de la partie située sous la semelle jusqu'à la surface, gonflement important du sol en surface;
- 2) rupture locale en cisaillement : la rupture se produit uniquement sous la semelle, gonflement en surface;
- 3) cisaillement de poinçonnement : implique uniquement la partie chargée du sol, peu de mouvement autour et pas de gonflement en surface, les surfaces de cisaillement diffèrent des cas précédents.

Les causes de rupture sont les suivantes : la résistance du sol a été surévaluée, le chargement appliqué est plus grand que celui prévu lors de la conception, le site a été altéré (par exemple des travaux d'excavation à proximité). Les différents modes de ruptures, en fonction du type de sol, sont présentés au Tableau 9.1.

Tableau 9.1 Mode de rupture en cisaillement en fonction du type de sol  
Adapté de Day (2006)

	Sols sans cohésion			Sols cohésifs	
	Densité	Densité relative $D_r$	$(N_1)_{60}$	Consistance	Résistance au cisaillement non drainé ( $S_u$ )
Cisaillement général	Dense à très dense	> 65%	> 20	Rigide à très rigide	> 100 kPa
Rupture locale en cisaillement	Moyenne	35 – 65%	5 – 20	Ferme à rigide	25 – 100 kPa
Cisaillement de poinçonnement	Meuble à très meuble	35% <	5 <	Molle à très molle	25 kPa <

### Non linéarités à l'interface sol fondation

En principe les déformations plastiques ne sont pas autorisées dans les systèmes de fondation (parce qu'il est difficile, voire impossible, de les inspecter), et pourtant, les récents évènements sismiques tendent à prouver qu'il faudrait considérer les comportements inélastiques Sol-Fondation dans l'analyse et la conception (Gazetas, 2006). De plus, c'est souvent la seule alternative pour réhabiliter des structures anciennes : un traitement des superstructures entraînant généralement des efforts plus importants transmis aux fondations.

En dehors de la plastification structurelle de la fondation, il y a trois types de non linéarités qui peuvent modifier le comportement Sol-Fondation (Gazetas, 2006) [Figure 9.2] :

- 1) glissement à l'interface Sol-Fondation : il apparaît dès lors que la sollicitation horizontale excède la force de friction, et est généralement associé aux déformations plastiques du sol (peu aux ruptures). Le concepteur doit vérifier que ce glissement n'entraînera pas de dommages pour la structure. Les ouvrages sont généralement peu affectés du fait du fort coefficient de friction et de la généralisation de fondations enterrées;
- 2) soulèvement et désolidarisation du sol et de la fondation : se produit lorsque le moment de retournement est important. En général la capacité portante de la fondation n'est pas affectée, il y a même une amélioration de la réponse structurelle (demande en ductilité

- plus faible). Certains chercheurs Japonais ont proposé de prévoir ce genre de non linéarités et de l'utiliser comme système d'isolation sismique;
- 3) modification de la capacité portante du sol : s'accompagne de soulèvement de la fondation. Le problème revient à calculer les rotations permanentes dans le sol. Il est primordial de prendre en compte ce type de mécanismes pour la conception parasismique des fondations.

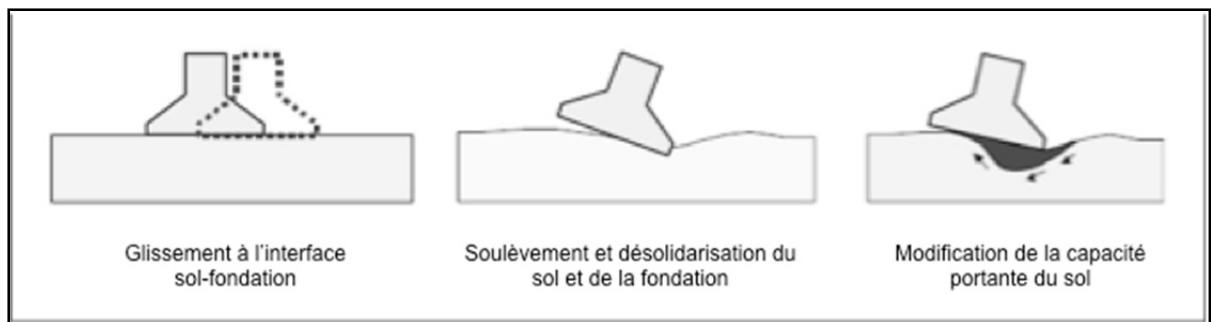


Figure 9.2 Types de non linéarités dans l'interaction Sol-Fondation  
Tirée de George et Apostolos (2004)

### **Mécanisme de tassement d'une fondation superficielle sur sol liquéfiable lors d'un séisme**

Les tassements du sol au niveau de la fondation, lors d'événements sismiques, peuvent être parfois importants et il est nécessaire de les prendre en compte afin d'adopter une conception adaptée, tout particulièrement pour les sols liquéfiables (Dashti et al., 2010; George et Apostolos, 2004). Souvent les ingénieurs font appel à des méthodes estimant les tassements post-liquéfaction en champ libre, mais réduire le problème à ceci est une simplification négligeant les effets de l'ISS (Bray et Dashti, 2012; Dashti et al., 2010; Karamitros et al., 2012). En effet, pour les sols saturés, il serait préférable de considérer l'augmentation des pressions de pores lors de la sollicitation, qui a tendance à diminuer les propriétés géotechniques du sol (Dashti et al., 2010; Karamitros et al., 2013). Ce type de phénomène est complexe à étudier et il n'existe pas actuellement de procédure détaillée afin d'estimer les tassements liés aux variations des propriétés géotechniques du sol (Dashti et al., 2010).

S'il y a encore un peu de tassement, dû à une reconsolidation, après la secousse sismique, la majorité du tassement survient lors du séisme, et est liée aux forces d'inertie de la structure (Hausler, 2002). Plusieurs études, avec des modèles réduits ou des modèles numériques, ont été menées récemment afin de mieux comprendre ces mécanismes, et les conclusions suivantes peuvent en être tirées (Bray et Dashti, 2012; Dashti et al., 2010; Karamitros et al., 2012; Karamitros et al., 2013) :

- le tassement n'est pas proportionnel à l'épaisseur de la couche liquéfiable;
- le tassement sous les bâtiments est plus élevé que celui en champ-libre;
- les surpressions de pores ont tendance à réduire la résistance géotechnique du sol, et ce phénomène est amplifié par l'ISS pour le sol situé sous la fondation;
- l'importance des tassements dépend fortement des propriétés de l'accélération (intensité, durée), du sol (ratio de contrainte de cisaillement statique, densité relative) et de la structure (largeur de la fondation, ratio hauteur sur largeur de la structure, poids);
- la comparaison entre des résultats expérimentaux et numériques n'est pas toujours concluante (jusqu'à 4 fois plus de tassement estimé par le modèle numérique);
- une couche épaisse de sol non liquéfiable et présentant une bonne résistance au cisaillement est suffisante pour protéger contre les tassements liés à la liquéfaction;
- l'excès de pression de pore a surtout des effets sur les petits tassements survenant après la secousse;
- les tassements sismiques sont associés au cisaillement du sol sous la fondation, et sont dus aux forces d'inertie dans la fondation, et répondant au mécanisme de bloc glissant de Newmark;
- les graphes empiriques usuels ne sont pas adaptés pour déterminer le tassement des fondations superficielles sur sol liquéfiable puisqu'ils ont été développés pour les tassements en champ libre, qui repose majoritairement sur la dissipation des surpressions de pore après le séisme.

Une meilleure compréhension de ces mécanismes de tassement sera nécessaire afin d'améliorer la précision des logiciels et les procédures de dimensionnement dans les années à venir (Dashti et al., 2010).

#### 9.1.4 Méthode d'analyse de l'ISS utilisée : différences finies

La méthode choisie dans le cadre de cette thèse est une modélisation globale de l'ISS à l'aide de la méthode aux différences finies, laquelle est très similaire à la méthode des éléments finis (la principale différence résidant dans la manière de résoudre l'équation différentielle). Tel qu'expliqué précédemment, ce type de méthode présente l'avantage de donner en une fois les efforts dans le sol et dans la structure, et permet surtout de représenter précisément le sol, plutôt que de le réduire à des ressorts non linéaires (dont les propriétés sont par ailleurs difficile à évaluer).

La méthode consiste à résoudre en une seule étape l'équation dynamique :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q_f\} \quad (9.2)$$

Où  $U$  est le vecteur de déplacements relatifs du système sol-structure par rapport à l'assise rocheuse,  $M$  la matrice de masse du système,  $C$  la matrice d'amortissement du système,  $K$  la matrice de rigidité du système, et  $Q_f$  le vecteur de charge relatif au champ libre. La méthode des différences finies permet de prendre en compte plus facilement les phénomènes non linéaires comme le comportement inélastique des matériaux, le décollement ou le glissement des fondations.

La précision de la méthode tient à trois éléments : l'espacement des nœuds du modèle ( $\Delta h$ ), le pas de temps ( $\Delta t$ ) ainsi qu'à la loi constitutive des matériaux. Dans le cadre de cette thèse, le sol est représenté par la loi de Mohr-Coulomb.

Il faut qu'il y ait au minimum 10 nœuds par longueur d'ondes  $\lambda$  pour éviter l'amortissement numérique [Équation 9.3].

$$\Delta h \leq \frac{\lambda}{10} = \frac{V}{10 \times f_{\max}} \quad (9.3)$$

Avec  $f_{max}$  la fréquence maximale pertinente (typiquement 20 – 25 Hz pour les analyses sismiques dans l'est du Canada), et  $V$  la vitesse de propagation d'onde la plus faible (en général les ondes de cisaillement).

Pour ce qui est du pas de temps, on se réfère en général à l'équation 9.4 avec  $V$ , la vitesse maximale d'ondes :

$$\Delta t < \frac{\Delta h}{V} \quad (9.4)$$

Il faut également considérer les conditions aux frontières, qui sont un problème essentiel dans l'étude d'ISS. Les frontières permettent de réduire le temps de calcul mais doivent être assez réalistes (laisser passer les ondes qui sortent et ne pas les réfléchir). Les types de conditions aux frontières utilisés sont les suivants (Jeremic et al., 2009a) :

- 1) frontière fixe ou libre : elles ont tendance à réfléchir les ondes et ne devraient être utilisées que si le modèle est assez grand, et que le sol présente un amortissement suffisant pour éviter que les ondes réfléchies ne reviennent à la structure;
- 2) frontières absorbantes de type Lysmer : cette méthode est simple à mettre en place puisqu'il suffit de connecter des amortisseurs à chaque degré de liberté d'un nœud (Jeremic et al., 2009a; Miura et Toki, 1987) [Figure 9.3]. L'amortisseur présente les mêmes caractéristiques qu'une barre s'étendant à l'infini :  $C=A\rho c$ , avec  $A$  l'aire de la barre,  $\rho$  sa densité, et  $c$  la célérité des ondes à amortir. Il faut cependant faire attention à l'angle d'incidence, la frontière ne va présenter de l'amortissement que si celui-ci est inférieur à  $90^\circ$ . Ce type de frontières est applicable aux méthodes non linéaires (Miura et Toki, 1987). Si on n'ajoute pas de ressorts, il est probable d'observer une légère dérive du modèle dans les basses fréquences (Luco, 2004);
- 3) modèles plus complexes : méthodes aux éléments frontières (MEF).

Des frontières absorbantes de type Lysmer seront utilisées pour l'étude dynamique.

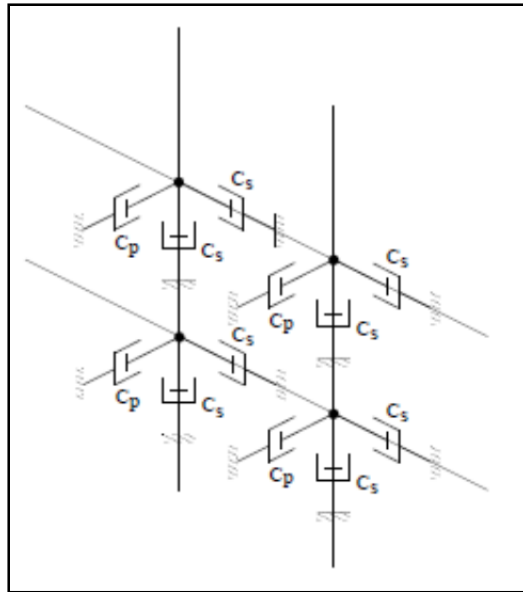


Figure 9.3 Frontière absorbante de type Lysmer  
Tirée de Jeremic et al. (2009a)

## 9.2 Accélérogrammes utilisés et méthode de calibration

### 9.2.1 Accélérogrammes utilisés

Les accélérogrammes utilisés pour l'étude du comportement sismique de fondations au Québec doivent être compatibles avec l'aléa sismique défini par le CNBC 2010. Pour les régions où l'on a peu d'enregistrements historiques, comme c'est le cas au Québec, on a parfois recours à des accélérogrammes synthétiques, censés représenter la sismicité de la région. Souvent les accélérogrammes artificiels sont calculés pour que leur spectre de réponse soit supérieur à celui défini par le code, ce qui implique trop de conservatisme dans la réalisation des ouvrages (Christian, 1988). A contrario, les accélérogrammes historiques calibrés présentent l'avantage de préserver l'évolution du contenu fréquentiel du séisme au cours du temps (Léger et Leclerc, 1996). Ceci dit, plusieurs études démontrent que les accélérogrammes synthétiques et historiques sont fonctionnellement équivalents en ce qui concerne les analyses dynamiques temporelles, qu'elles soient dans le domaine linéaire ou dans le domaine non linéaire (Atkinson, 1993). L'utilisation d'accélérogrammes historiques compatibles avec les spectres de réponse du code est répandue car ils sont capables de donner

des résultats peu dispersés et permettent ainsi de mieux estimer la demande sismique : il y a alors besoin de moins d'accélérogrammes pour trouver la médiane (Carballo Arevalo, 2000). C'est avantageux, surtout pour les études avec modèles de différences finies qui demandent, encore aujourd'hui, un temps de calcul important.

Il est préférable d'utiliser un grand nombre d'accélérogrammes afin de refléter l'incertitude dans les paramètres de réponse dans le cas des analyses temporelles (Léger, 2007). De plus, le National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) fait les recommandations suivantes : il faut utiliser au moins trois accélérogrammes. Si trois accélérogrammes sont utilisés, on s'intéresse aux valeurs maximales des paramètres de réponse. Si sept accélérogrammes (ou plus) sont utilisés on peut utiliser, les valeurs moyennes des paramètres de réponse. Des recommandations équivalentes sont faites dans le S6-06 (CAN/CSA, 2006).

Pour cette étude, des accélérogrammes provenant des enregistrements de deux séismes historiques ont été employés : le Saguenay (avec deux stations différentes) et Nahanni. Les caractéristiques de ces accélérogrammes sont présentées dans le Tableau 9.2.

Tableau 9.2 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés

N°	Date, Évènement	M <sub>w</sub>	R (km)	Composante	PGA (g)	PGV (m/s)
1	25 Nov. 1988, Saguenay	5,9	43	Chicoutimi Nord, N124	0,131	0,025
2	25 Nov. 1988, Saguenay	5,9	90	Les Éboulements, EW 270°	0,102	0,027
3	23 Déc. 1985, Nahanni	6,6	24	Battlement Creek-S3, N270°	0,186	0,063

### Saguenay 1988

Le 25 Novembre 1988, à 18h36 heure normale de l'Est, a eu lieu un séisme de magnitude de moment  $M_w = 5,9$ , et dont l'épicentre était situé à environ 40 km au sud de Chicoutimi, dans la région du Saguenay (Mitchell et al., 1990; Paultre et al., 1993) dans une région jusque-là inactive (Lamontagne, 2008). Le contenu fréquentiel et énergétique de ce séisme est typique



de l'Est du Canada : les réponses spectrales montrent un contenu énergétique élevé dans les hautes fréquences (Lamontagne, 2008; Mitchell et al., 1990) [Figure 9.4]. Comme on peut le voir, bien que l'événement sismique soit unique, les accélérographes enregistrés aux deux stations varient en durée, en contenu fréquentiel et en accélération de pointe au sol. Il est possible de s'attendre à observer des différences dans la réponse sismique du modèle analysé [Figure 9.4].

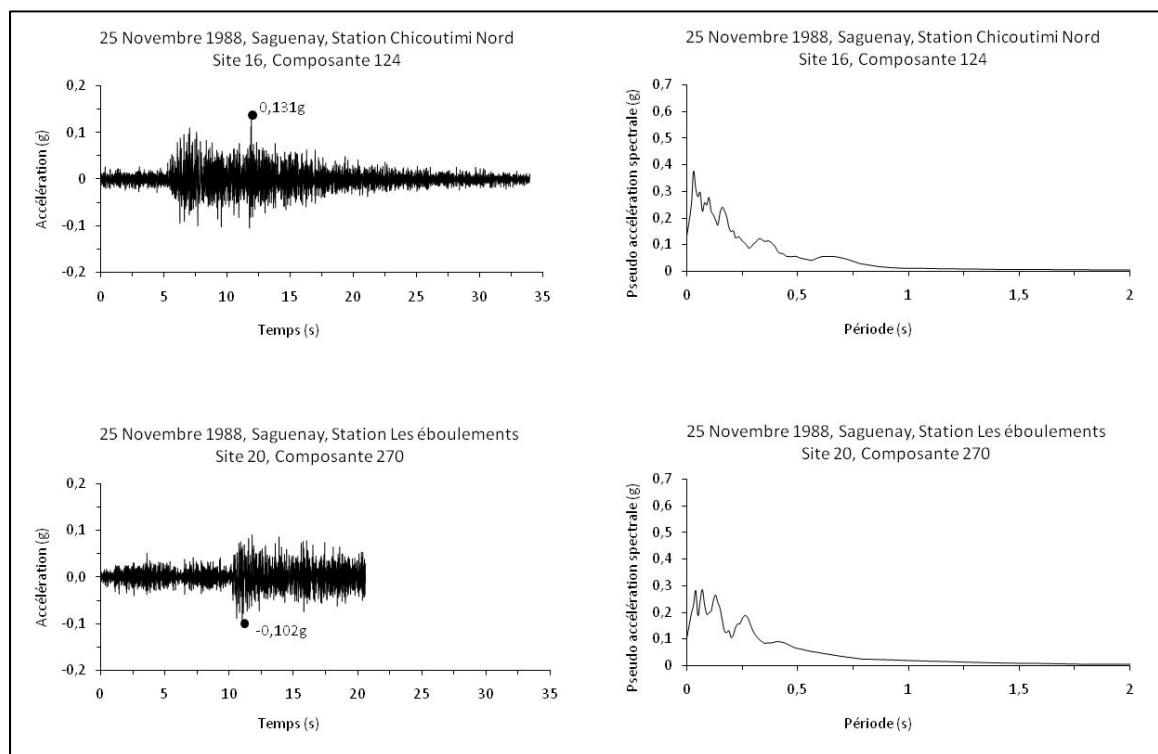


Figure 9.4 Accélérographes utilisés et spectres de réponse pour le séisme du Saguenay

### Nahanni 1985

La sismicité de l'Est du Canada est caractérisée par des séismes intraplaques pour la zone sud-est et le long de la vallée du Saint-Laurent (Adams et Basham, 1989). Une des principales caractéristiques des séismes de l'Est du Canada (comme des séismes intraplaques en général) est leur richesse en mouvements à hautes fréquences (Lam et al., 1996; Léger et al., 1993). L'épicentre du séisme de la Nahanni (dans les territoires du Nord-Ouest, à environ 600km à l'ouest de Yellowknife) est situé au milieu d'une plaque continentale, et les

sismologues pensent que ce séisme est dû à deux plans de faille présents dans la région (Horner et al., 1987). D'autre part, on remarque qu'il présente un contenu fréquentiel élevé [Figure 9.5]. On peut donc raisonnablement penser que ce séisme conviendra à l'étude d'une fondation pour la province de Québec. Pour ce séisme, un seul accélérogramme a été utilisé : celui de la station Battlement Creek, enregistré le 23 Décembre 1985. L'accélérogramme et son spectre de réponse sont présentés dans la Figure 9.5.

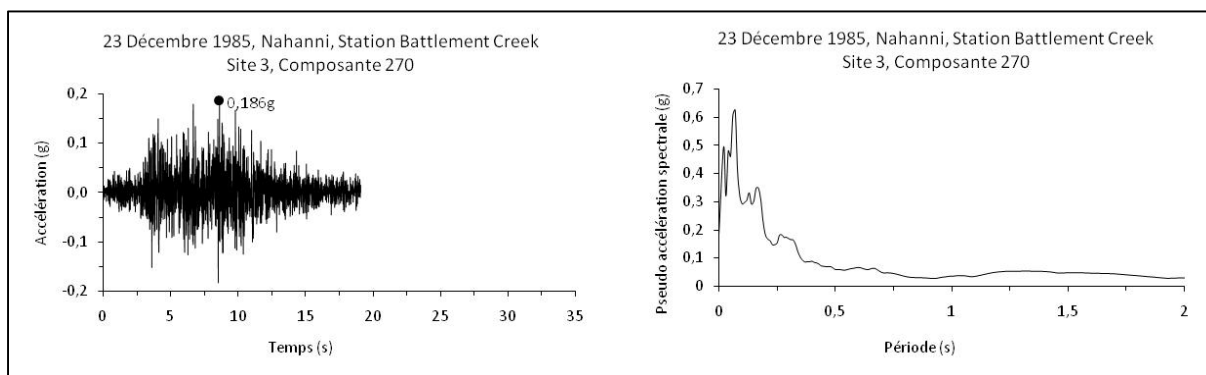


Figure 9.5 Accélérogramme utilisé et spectre de réponse pour le séisme de Nahanni

### 9.2.2 Calibration

Afin d'utiliser les enregistrements dans le cadre de cette étude, il est nécessaire de procéder à une calibration afin que les spectres de réponse correspondent à ceux définis par le CNBC 2010 au roc (roc situé sous la couche de sol). Les spectres uniformes de risque sismique 2% en 50 ans définis par le code pour les villes de Québec et de Rivière-du-Loup, pour un site de catégorie A, sont présentés dans le Tableau 9.3 et la Figure 9.6.

Tableau 9.3 Valeurs d'accélération pour les spectres  
uniformes de risque sismique  
Tiré de NRC (2010)

	Site de catégorie A	
	Québec	Rivière du Loup
Sa(0,0)	0,40	0,80
Sa(0,2)	0,40	0,80
Sa(0,5)	0,16	0,28
Sa(1,0)	0,08	0,12
Sa(2,0)	0,03	0,04
Sa(4,0)	0,01	0,02

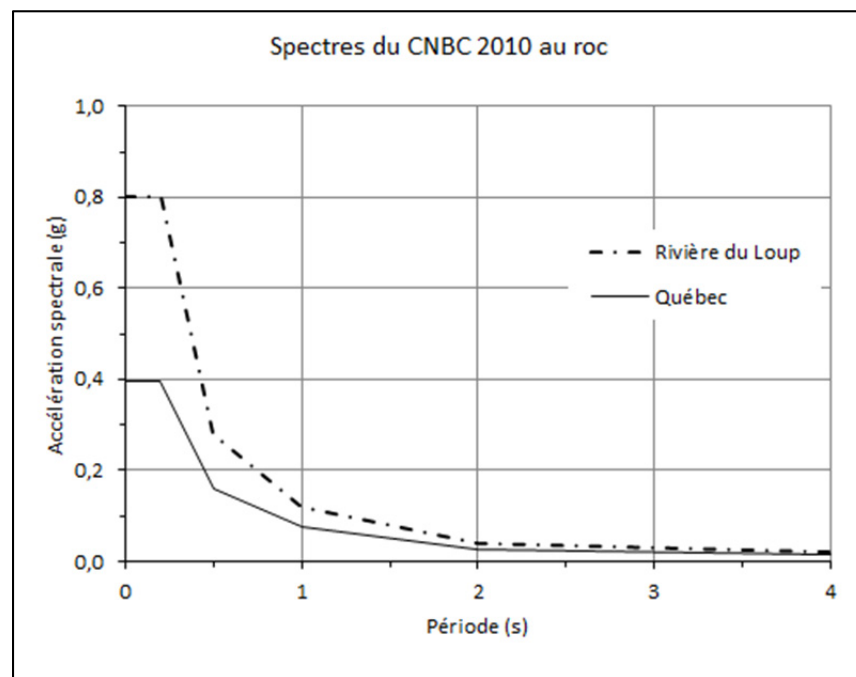


Figure 9.6 Spectres uniformes de risque sismique définis par le CNBC 2010

### 9.2.3 Méthodes de calibration des accélérogrammes

Il existe deux méthodes pour calibrer un accélérogramme historique sur un spectre de réponse défini par le code ou un scénario magnitude – distance (Carballo Arevalo, 2000). Il y a, d'une part, les méthodes dites de domaine fréquentiel, et d'autre part, celles dites de domaine temporel (Carballo Arevalo, 2000). Chacune de ces deux méthodes se base sur la

modification du spectre de réponse ou du spectre de Fourier et non sur la calibration de l'accélération de pointe au sol qui est un critère trop peu significatif (Christian, 1988). La première étape de la calibration est de définir un spectre de réponse auquel on veut faire correspondre le séisme.

Malgré les avantages des enregistrements historiques, leur calibration montre parfois ses limites : tenter de faire correspondre le séisme de Saguenay (M5.9 @ 40km) à l'intensité de l'accélération spectrale d'un scénario magnitude-distance M7 @ 20km est peu recommandé puisque les facteurs d'échelles seront de l'ordre de 4 (Léger et al., 1993).

La méthode de calibration dans le domaine fréquentiel consiste à ajuster l'accélérogramme d'origine par processus itératif pour chaque fréquence. Les avantages de cette méthode sont : la convergence rapide (rapidité de calcul), et surtout la conservation du caractère non stationnaire de l'accélérogramme d'origine (Carballo Arevalo, 2000). Les magnitudes des spectres de Fourier sont modifiées tout en conservant les angles de phase. Grâce aux algorithmes, on corrige le spectre de réponse de l'accélérogramme historique, puis par transformée inverse on recalcule un accélérogramme. Il faut noter que si le nombre d'itérations reste faible, l'accélérogramme conserve un plus grand nombre de ses caractéristiques d'origine (Léger et Leclerc, 1996). Cependant le processus de calibration par modification du spectre de Fourier a tendance à diminuer le nombre d'impulsions pour les séismes de l'Est. Mais pour les séismes de magnitude assez faible, comme le Saguenay en 1988, cette méthode donne des résultats très probants (Léger et al., 1993). Des logiciels utilisables pour ce type de calibration sont RspMatch et Spectre.

La méthode de calibration dans le domaine temporel consiste à étirer ou compresser le pas de temps (dans l'intervalle qui correspond à la période de vibration du premier mode de l'ouvrage) pour faire correspondre les spectres de réponse, mais cette technique modifie profondément le contenu fréquentiel du séisme, et ses caractéristiques intrinsèques seront perdues lors de l'opération (Léger et Leclerc, 1996). D'autre part, l'accélérogramme ainsi généré présentera des relations de phase irréalistes.

#### 9.2.4 Accélérogrammes avant et après calibration

Les signaux ont été calibrés sur les spectres uniformes de risque sismique du CNBC 2010 pour les villes de Québec et Rivière-du-Loup, à l'aide du logiciel Spectre (calibration dans le domaine fréquentiel). La calibration a été faite pour la plage de périodes allant de 0 à 4 secondes. Le nombre d'itérations a été volontairement gardé faible (une seule itération) afin de conserver au maximum les caractéristiques originelles des signaux (Leger et Tremblay, 2009). Pour des raisons de concision, seuls les spectres de réponse et les accélérogrammes du Saguenay, station Les Éboulements, seront présentés dans cette section. Les spectres de réponse des autres séismes sont présentés dans l'annexe VII, et leurs accélérogrammes en annexe VII.

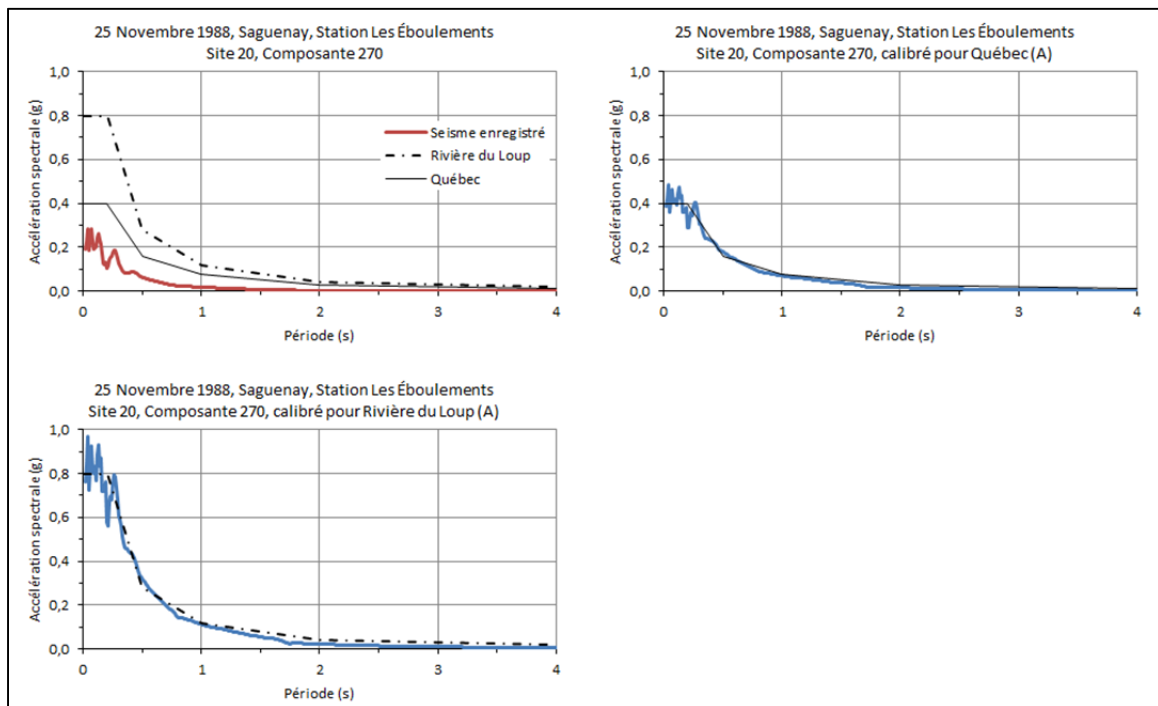


Figure 9.7 Spectres de réponse pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements calibrés pour Québec et Rivière-du-Loup

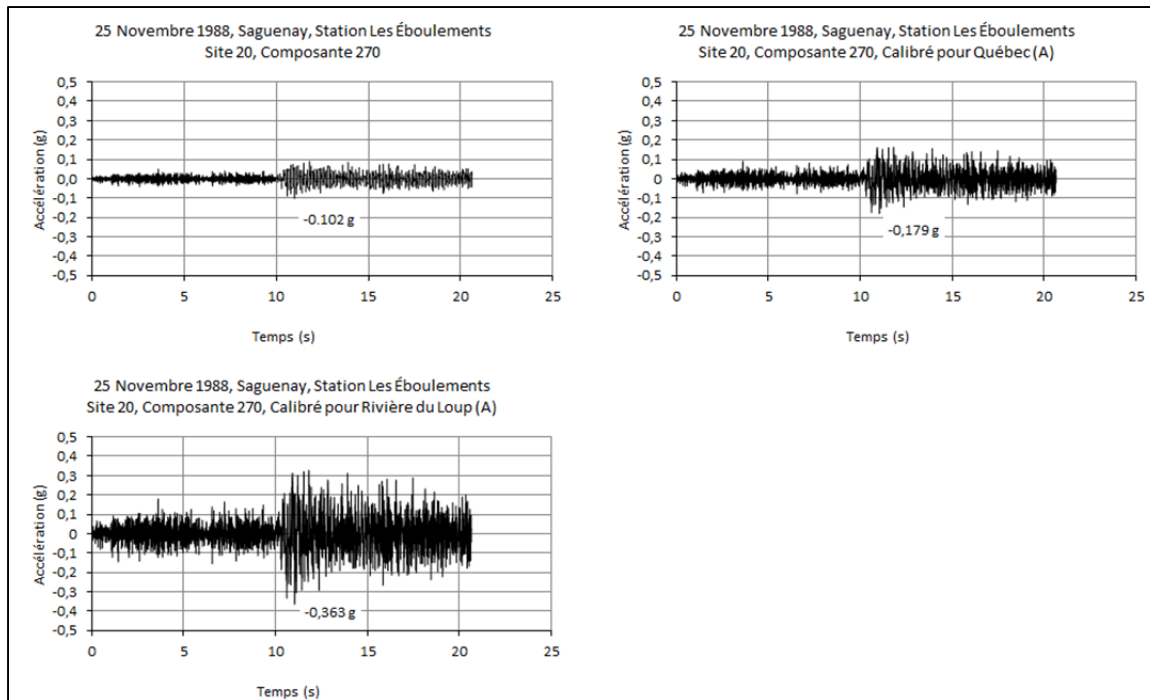


Figure 9.8 Accélérogrammes pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements calibrés pour Québec et Rivière-du-Loup

Afin d'alléger la notation dans la suite de la thèse, les notations suivantes seront utilisées :

- NQ : séisme de Nahanni, accélérogramme calibré pour la ville de Québec
- NR : séisme de Nahanni, accélérogramme calibré pour Rivière-du-Loup
- SEQ : séisme du Saguenay, station le Éboulements, accélérogramme calibré pour la ville de Québec
- SER : séisme du Saguenay, station le Éboulements, accélérogramme calibré pour Rivière-du-Loup
- SCQ : séisme du Saguenay, station Chicoutimi Nord, accélérogramme calibré pour la ville de Québec
- SCR : séisme du Saguenay, station Chicoutimi Nord, accélérogramme calibré pour Rivière-du-Loup

Le Tableau 9.4 donne les caractéristiques des signaux calibrés pour les villes de Québec et Rivière-du-Loup.

Tableau 9.4 Caractéristiques des signaux calibrés

Signal	Durée (s)	$T_d$ (s)	PGA (g)	PGV (m/s)	$I_A$ (m/s)
SCQ	33,99	17,01	0,200	0,111	0,466
SEQ	20,66	15,86	0,179	0,102	0,452
NQ	19,12	11,82	0,194	0,087	0,459
SCR	33,99	17,07	0,397	0,206	1,836
SER	20,66	15,91	0,363	0,185	1,784
NR	19,12	11,75	0,385	0,167	1,781

### 9.2.5 Accélérogrammes et conditions frontières utilisés à la base de la grille

Afin de faire des analyses dynamiques, la question du choix et de la calibration de l'accélérogramme à utiliser à la base de la grille se pose. La Figure 9.9 présente une méthode de déconvolution afin d'estimer l'accélérogramme à la base du modèle, connaissant l'accélérogramme cible en surface. Cependant, la déconvolution est un processus complexe et qui devrait être étudié en détails au cas par cas afin de s'assurer de sa précision (Ayothiraman et Hazarika, 2007). D'autre part, Bartlett (2004) souligne que la convolution ou la déconvolution d'accélérogrammes calibrés sur des spectres de réponse de code (avec un palier) produit des résultats hasardeux. Cette information est par ailleurs reprise sur le site de l'éditeur de Shake 2000 dans un tutoriel. Il apparaît que lors d'une déconvolution, les accélérations spectrales pour les longues périodes sont très élevées (Bartlett, 2004). Ainsi, plutôt que d'utiliser la déconvolution, les accélérogrammes, calibrés pour un site de catégorie A (roc), seront utilisés à la base de la grille, dont l'épaisseur est de 30 m.

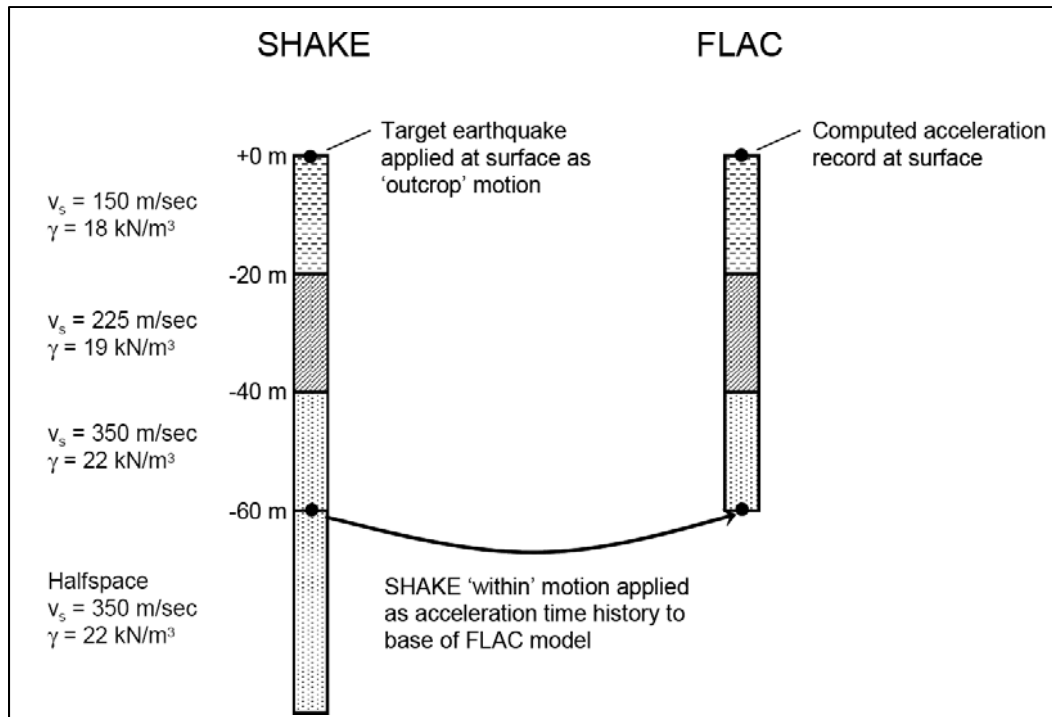


Figure 9.9 Méthode de déconvolution préconisée pour FLAC  
Tirée de Mejia et Dawson (2006)

Les conditions frontières à la base du modèle, rigide ou flexible, où sont appliqués les accélérogrammes, vitesses, forces, ont un impact sur la réponse enregistrée. Dans FLAC, la seule solution disponible pour mettre un accélérogramme à la base est une base rigide (Itasca, 2006). D'après le manuel de l'utilisateur, ce type de condition frontière est correct lorsque l'on souhaite représenter un sol souple (faible vitesse d'ondes de cisaillement) reposant sur un roc rigide (grandes vitesses d'ondes de cisaillement), ce qui est exactement le but recherché dans cette thèse.



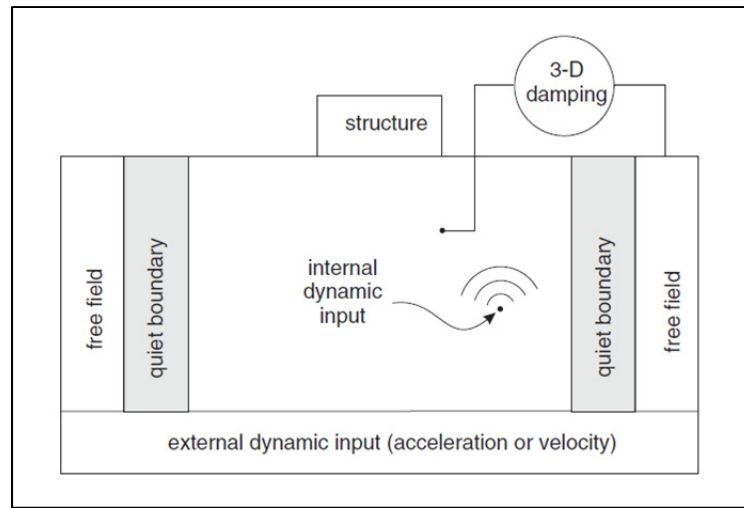


Figure 9.10 Type de condition frontière disponible dans FLAC (base rigide)  
Tirée de Itasca (2006)

Des études récentes indiquent qu'une base flexible doit être utilisée pour utiliser les accélérographes enregistrés en surface à la base des modèles, et qu'une base rigide doit lui être préférée pour les accélérographes enregistrés en profondeur (Kwok et al., 2008; Kwok et al., 2007; Stewart et Kwok, 2008).

Dans le cadre de cette thèse, un sol souple reposant sur un roc rigide est modélisé, et les accélérographes historiques sont calibrés pour représenter un signal correspondant à un roc très performant. Les rocs performants amplifient généralement peu les signaux sismiques (Aki, 1993), l'option retenue représente donc adéquatement un signal « profond ». Ainsi, le choix d'une condition frontière rigide à la base du modèle correspond aux recommandations du manuel de l'utilisateur de FLAC.

### 9.3 Paramètres du modèle FLAC

Cette section présente les études de sensibilité ayant conduit au choix des différents paramètres du modèle FLAC utilisé pour les analyses dynamiques. Le sol est modélisé par une loi de comportement de type Mohr-Coulomb.

### 9.3.1 Amortissement du sol, courbes de dégradation de module de cisaillement

FLAC propose de représenter l'amortissement et la dégradation du module de cisaillement du sol avec plusieurs méthodes différentes, parmi lesquelles : un modèle d'amortissement hystérétique appelé « default » et dont les résultats sont assez proches du modèle linéaire équivalent employé dans le logiciel Shake 2000, ou le modèle de Rayleigh (Itasca, 2006; Ordoñez, 2004). Le modèle d'amortissement de Rayleigh est censé donner des résultats un peu plus précis, mais a le défaut de multiplier par trois le temps de calcul (Itasca, 2006). Ainsi, vu le grand nombre d'analyses envisagé, le modèle hystérétique « default » sera privilégié. Ce modèle est caractérisé par la forme en S de sa courbe de dégradation de module de cisaillement en fonction du logarithme de la déformation ( $\gamma$ ). Les équations définissant cette courbe sont données ci-dessous.

$$M_s = s^2 (3 - 2s) \quad (9.5)$$

Où 
$$s = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} \quad (9.6)$$

Et 
$$L = \log_{10}(\gamma) \quad (9.7)$$

Les paramètres  $L_1$  et  $L_2$  du modèle « default » ont été ajustés afin de correspondre aux courbes de dégradation du module de cisaillement proposées par différents auteurs, et intégrées au logiciel Shake 2000 [Figures 9.11 à 9.13]. Il est possible de remarquer que les paramètres  $L_1$  et  $L_2$  déterminés permettent d'obtenir une bonne corrélation avec les courbes de dégradation du module de cisaillement proposées par Schnabel, Seed et Idriss et Vucetic et Dobry et employées dans le logiciel Shake 2000.

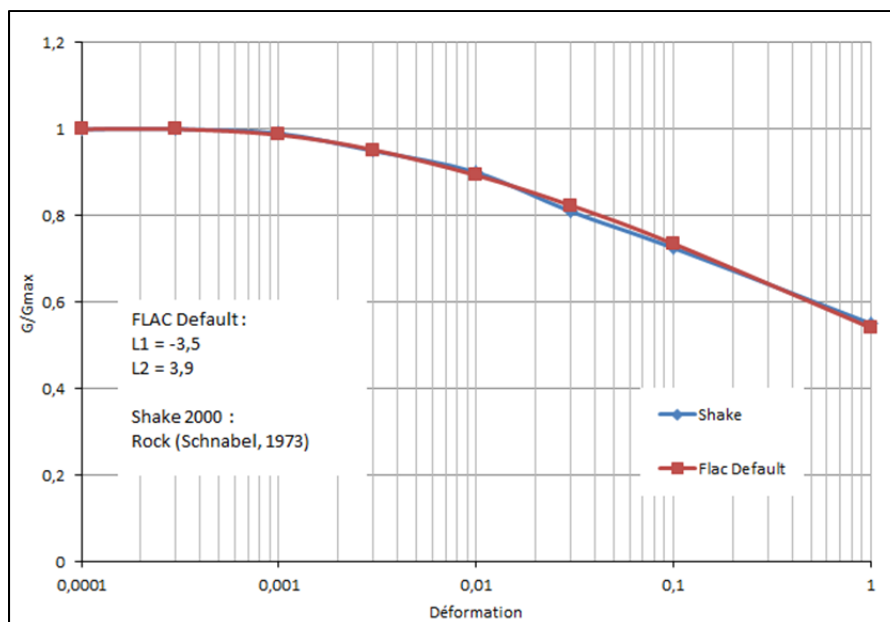


Figure 9.11 Courbes de dégradation du module de cisaillement pour le roc

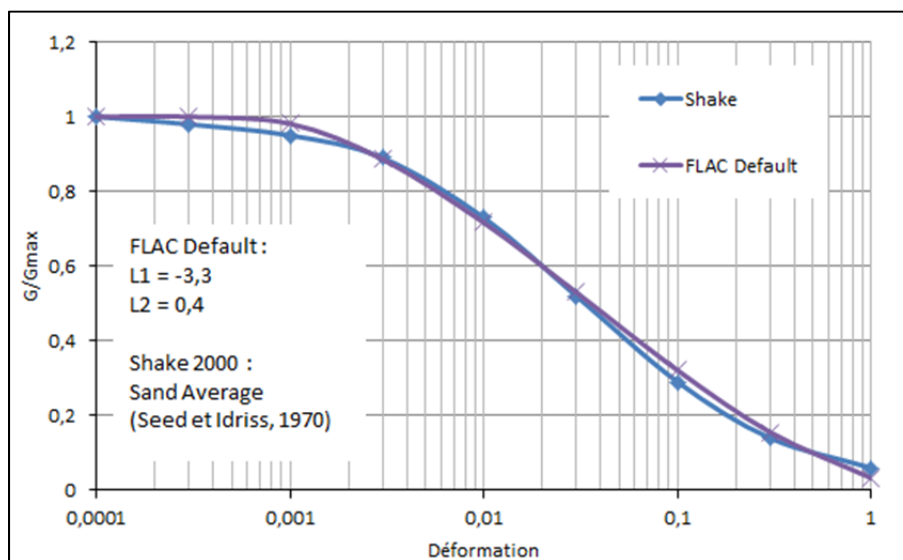


Figure 9.12 Courbe de dégradation du module de cisaillement pour le sable

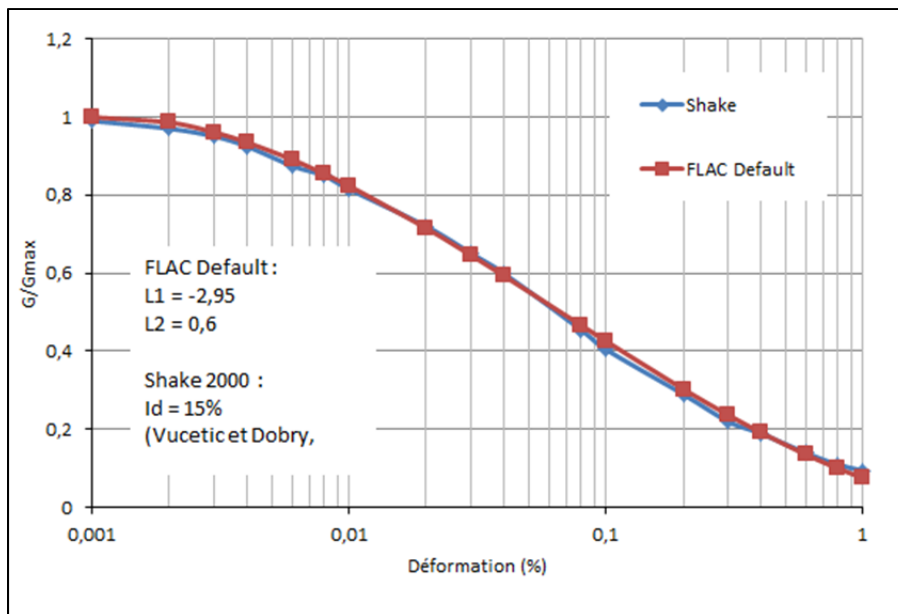


Figure 9.13 Courbe de dégradation du module de cisaillement pour l'argile

Après avoir ajusté les paramètres  $L_1$  et  $L_2$  pour le modèle hystérétique de FLAC, deux études comparatives ont été faites :

- 1) une étude pour une colonne de sol de 1m de large et 30 m de hauteur, les résultats devraient être quasi identiques entre Shake 2000 et FLAC, Shake étant un logiciel unidimensionnel;
- 2) une étude comparative de la réponse en surface pour une hauteur de sol de 30m et 100m de large a été menée avec Shake 2000 et FLAC, en considérant trois modèles d'amortissement. Les paramètres des différents modèles utilisés pour cette deuxième étude sont donnés au Tableau 9.4.

### Étude pour une colonne de 1m de large

La Figure 9.14 montre les résultats obtenus avec Shake 2000 et FLAC (pour le modèle colonne de 1m de large), en surface libre, pour l'accélérogramme de Nahanni. Il est possible de remarquer que les résultats sont presque identiques, tant pour le spectre d'amplitude de Fourier, que pour le spectre de réponse, relatifs à l'accélérogramme calculé en surface libre.

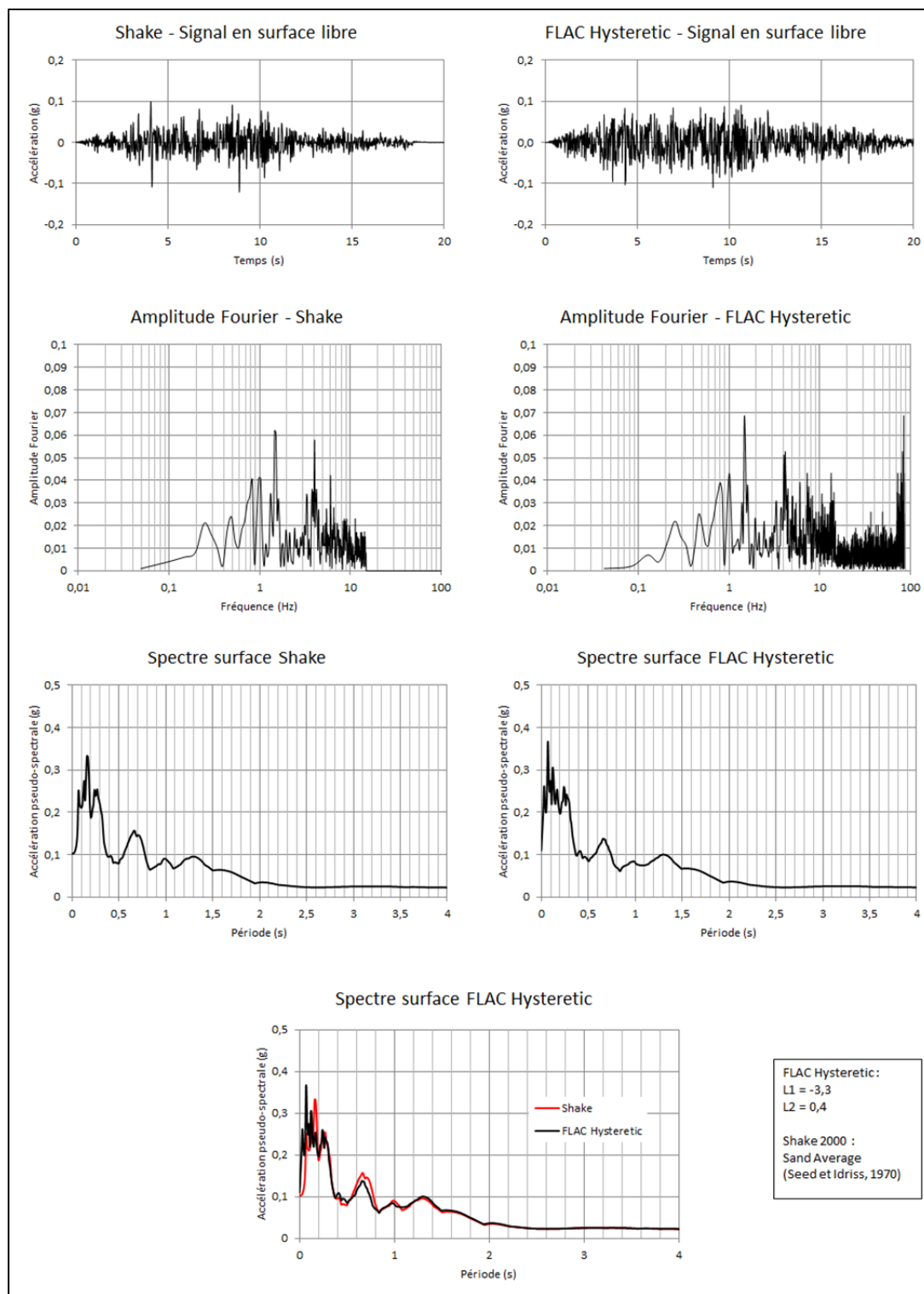


Figure 9.14 Étude 1 : comparaison des résultats de Shake 2000 et FLAC en surface libre, pour une colonne de sol de 1m de large et 30m de hauteur

### Étude pour le modèle 100 m x 30 m

La deuxième étude porte sur une grille de 100 m x 30 m. Trois types d'amortissements sont envisagés afin de comparer la réponse en surface libre à celle fournie par Shake 2000. Flac hysteretic 1 correspond aux recommandations faites dans le manuel de FLAC. Flac hysteretic 2 correspond au modèle d'amortissement hystérétique utilisé pour une colonne de sol de 30 m de haut et 1 m de large. Enfin, Flac Rayleigh, correspond à un amortissement de 5% de type Rayleigh, pour la fréquence de vibration fondamentale du massif de sol (1,25 Hz). Les caractéristiques des cas de figures envisagés sont présentées au Tableau 9.4.

Tableau 9.5 Paramètres des modèles pour l'étude paramétrique sur l'amortissement

Shake 2000	FLAC Hysteretic 1
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ 30 couches de sol de 1m (sable, 30°)</li> <li>▪ Rock (Schnabel, 1973) pour la partie inférieure (infinie)</li> <li>▪ Sand Average (Seed et Idriss, 1970)</li> <li>▪ <math>G_{\max} = \left(\frac{\gamma}{g}\right) V_s^2</math> et <math>V_s = 250</math> m/s, constant</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Grille 100 m x 30 m (maille carrée, 1 m x 1 m), sable 30°</li> <li>▪ Hysteretic damping : <math>L_1 = -3,335</math> et <math>L_2 = 0,823</math></li> <li>▪ Rayleigh damping : 1,25 Hz, 5%</li> </ul>
FLAC Hysteretic 2	FLAC Rayleigh
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Grille 100 m x 30 m (maille carrée, 1 m x 1 m), sable 30°</li> <li>▪ Hysteretic damping : <math>L_1 = -3,3</math> et <math>L_2 = 0,4</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Grille 100 m x 30 m (maille carrée, 1 m x 1 m), sable 30°</li> <li>▪ Rayleigh damping : 1,25 Hz, 5%</li> </ul>

Les Figures 9.15 à 9.17 permettent de comparer les accélérogrammes en surface libre, leur spectre de puissance et leur spectre de réponse associés pour les différents modèles d'amortissement présentés au Tableau 9.4.

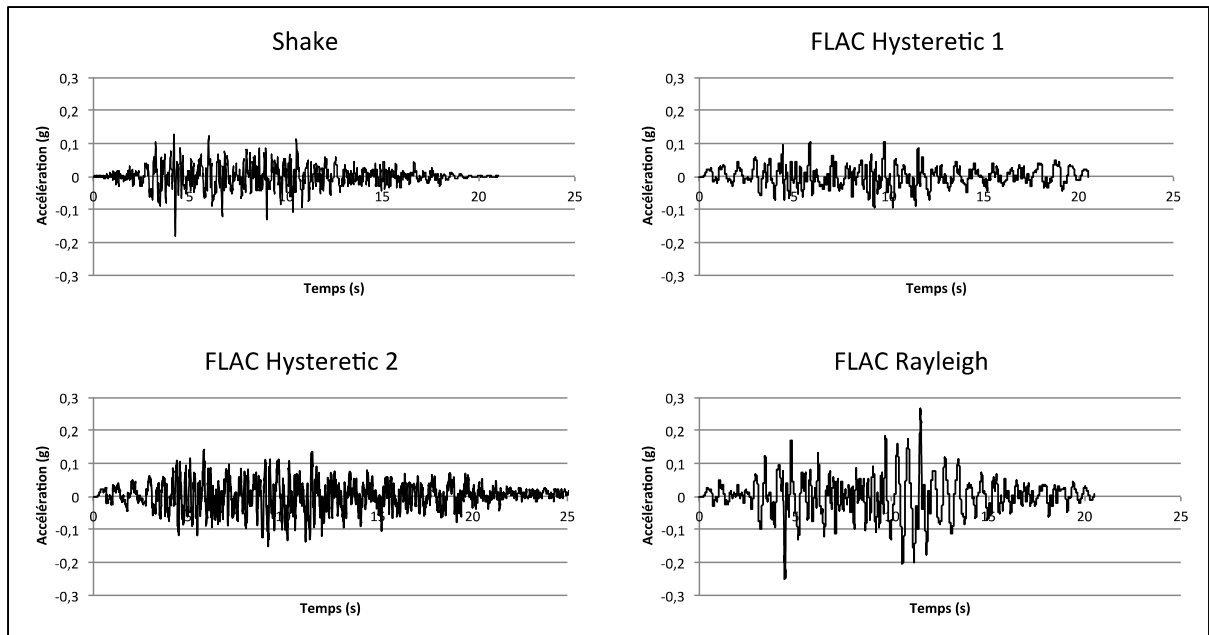


Figure 9.15 Comparaison des accélérogrammes en surface libre

Bien que les accélérogrammes soient visuellement légèrement différents, les accélérations en surface sont du même ordre de grandeur [Figure 9.15]. La Figure 9.16 montre que les modèles FLAC avec amortissement hystérétique sont ceux proposant les spectres de puissance associés aux accélérogrammes enregistrés en surface libre les plus proches de celui obtenu avec Shake 2000. Il est possible de faire le même constat pour les spectres de réponse avec la Figure 9.17.

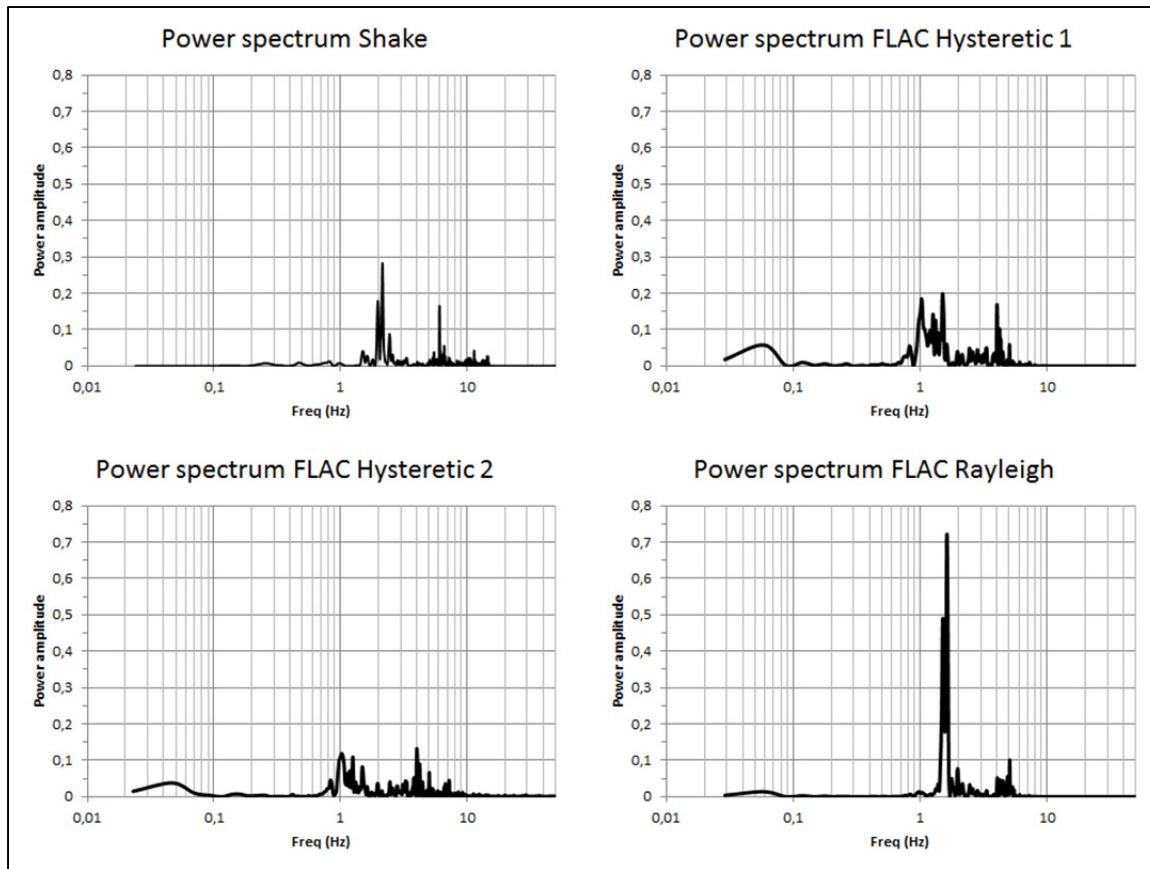


Figure 9.16 Comparaison des spectres de puissance associés aux accélérogrammes en surface libre

En comparant un peu plus précisément les spectres de réponse, il est possible de noter que le modèle FLAC Hysteretic 2 est celui proposant la réponse la plus proche de celle obtenue avec Shake 2000. Néanmoins, des différences sont apparentes et sont dues à plusieurs facteurs dont : la différence de dimensions des deux problèmes étudiés (1D dans Shake 2000, 2D dans FLAC), l'imprécision quant à la vitesse des ondes de cisaillement (celle-ci est estimée en fonction du SPT considéré pour ce sol, elle n'est pas spécifiquement choisie par l'utilisateur dans le modèle numérique), l'amortissement hystérétique de FLAC généralement plus fort que celui de Shake 2000 à des déformations élevées (Itasca, 2006).



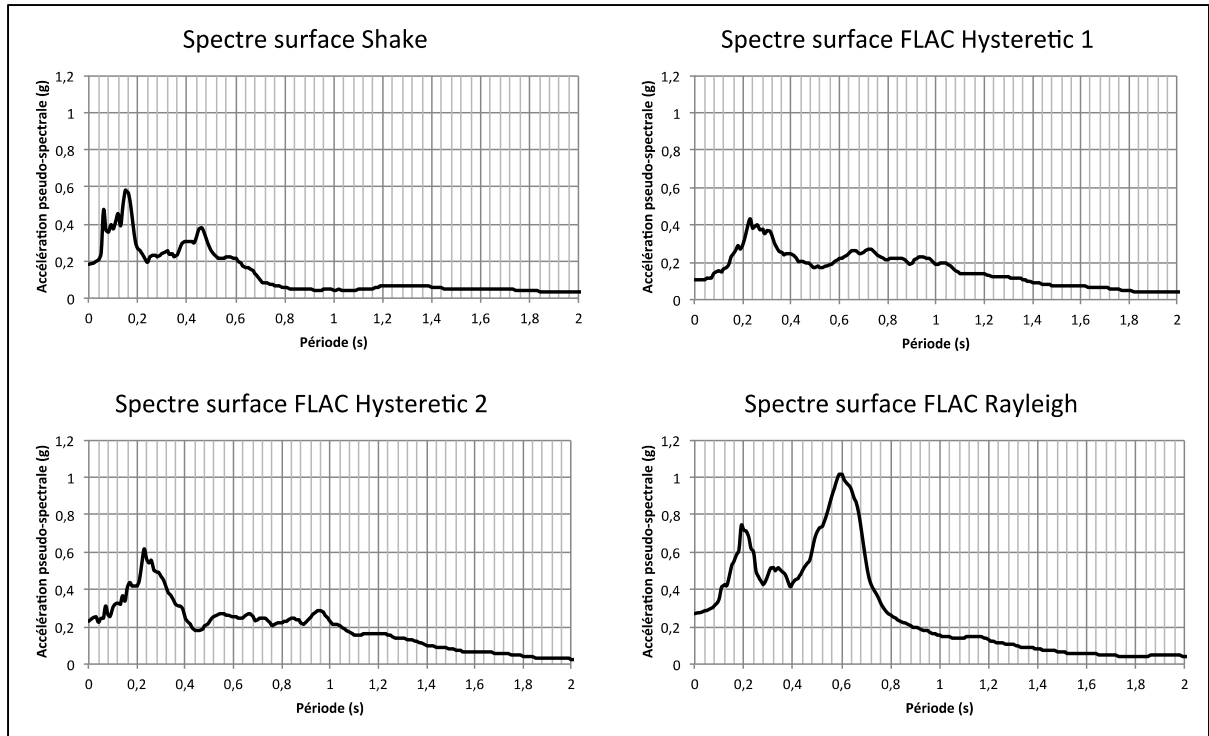


Figure 9.17 Spectres de réponse associés aux accélérogrammes en surface libre

À la vue des résultats présentés dans les Figures 9.15 à 9.17, c'est le modèle d'amortissement FLAC Hysteretic 2 qui sera retenu pour la suite de l'étude.

### 9.3.2 Influence du maillage de la grille

Après l'étude sur le rôle de l'amortissement il convient de s'interroger sur le rôle de la finesse du maillage quant à la réponse en surface sous chargement dynamique. Le maillage a une influence sur la fréquence maximale acceptable  $F_{\max}$  pour l'accélérogramme afin que la solution soit stable [Équation 9.8] (Itasca, 2006).

$$F_{\max} \approx \frac{V_s}{10\Delta l} \quad (9.8)$$

Où  $V_s$  est la vitesse des ondes de cisaillement et  $\Delta l$  la plus petite dimension d'une maille de la grille. Ainsi, pour une grille de 1m (carrée) et une vitesse d'ondes de cisaillement de 150m/s

(pris volontairement faible pour avoir une marge de sécurité), la fréquence maximale admissible pour l'accélérogramme est de 15Hz. Il faut donc filtrer l'accélérogramme d'entrée avec un filtre passe-bas à 15Hz. Pour une maille de 20cm (carrée) cette fréquence maximale passe à 75Hz. Il est donc possible de suggérer de prendre une maille fine afin d'éviter les problèmes liés au filtrage de l'accélérogramme. Cependant, une maille fine implique un pas de calcul plus petit et par conséquent un temps de calcul plus long qui est dû, d'une part au pas de calcul plus petit, mais également au nombre d'éléments plus élevé. Ainsi, il faut idéalement, une maille fine sous la semelle pour conserver la précision quant à la capacité portante et une maille large à grande distance pour limiter le nombre d'éléments et donc diminuer le temps de calcul. La Figure 9.18 présente les différentes grilles étudiées ainsi que les points où les accélérations seront comparées pour vérifier qu'une grille non uniforme (Modèle 2) engendre une réponse en surface semblable à celle des modèles à grille uniforme (Modèles 1 et 3). Dans le cadre de cette étude comparative, l'accélérogramme de Nahanni (non calibré) [Figure 9.19] est utilisé et seules les dix premières secondes de l'enregistrement sont considérées afin de réduire les temps de calcul. Dans le cadre de cet exemple, la seule variable est le maillage de la grille. Des frontières de type « far field » sont imposées aux extrémités du modèle et leur influence sur la réponse sera étudiée dans la section suivante.

Les Figures 9.20 à 9.22 présentent les accélérogrammes et leurs spectres correspondants aux points 2, 3 et 4 de la grille respectivement.

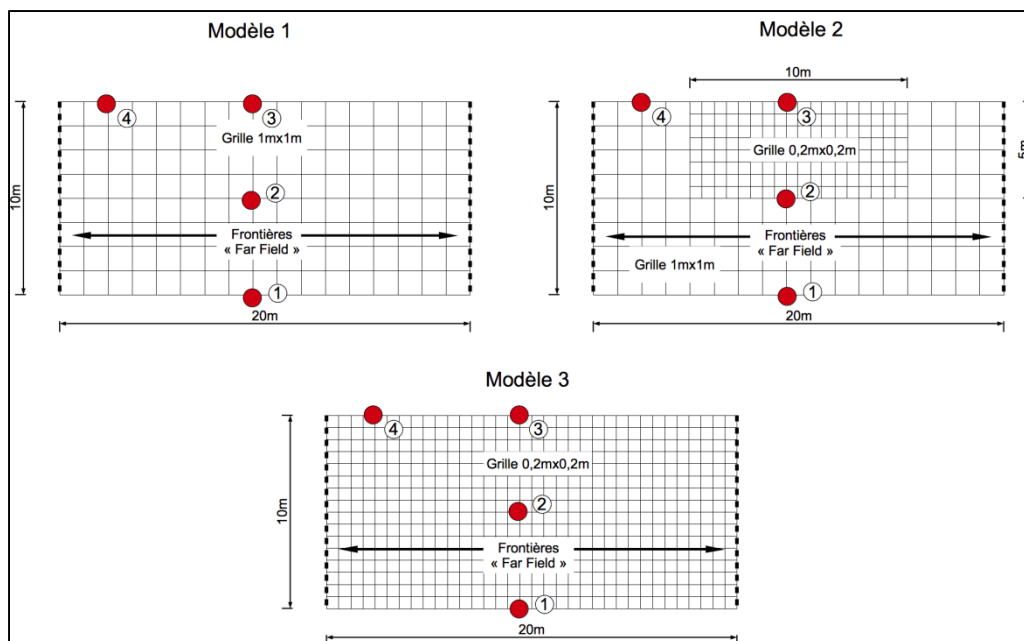


Figure 9.18 Modèles de grilles utilisés et zones où l'accélérogramme est comparé

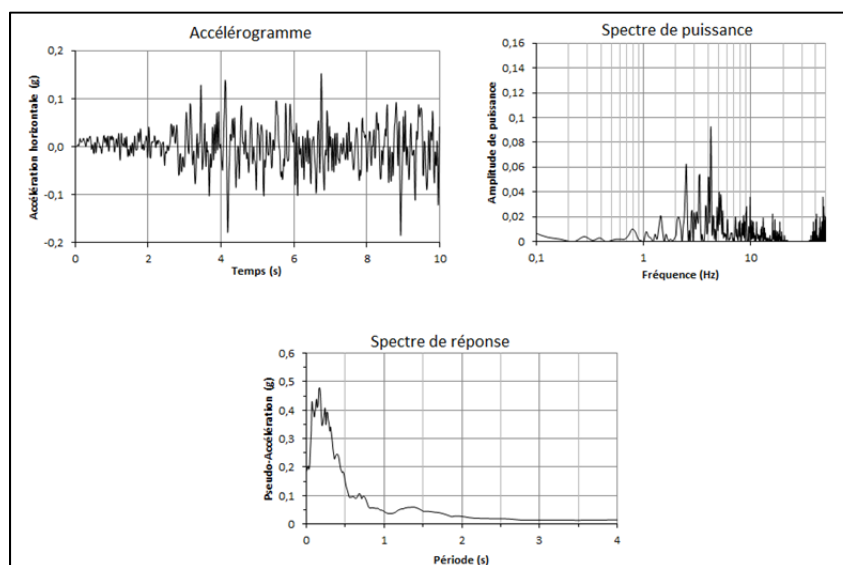


Figure 9.19 Accélérogramme et spectres correspondants pour le séisme de Nahanni 1985, base de la grille (point 1)

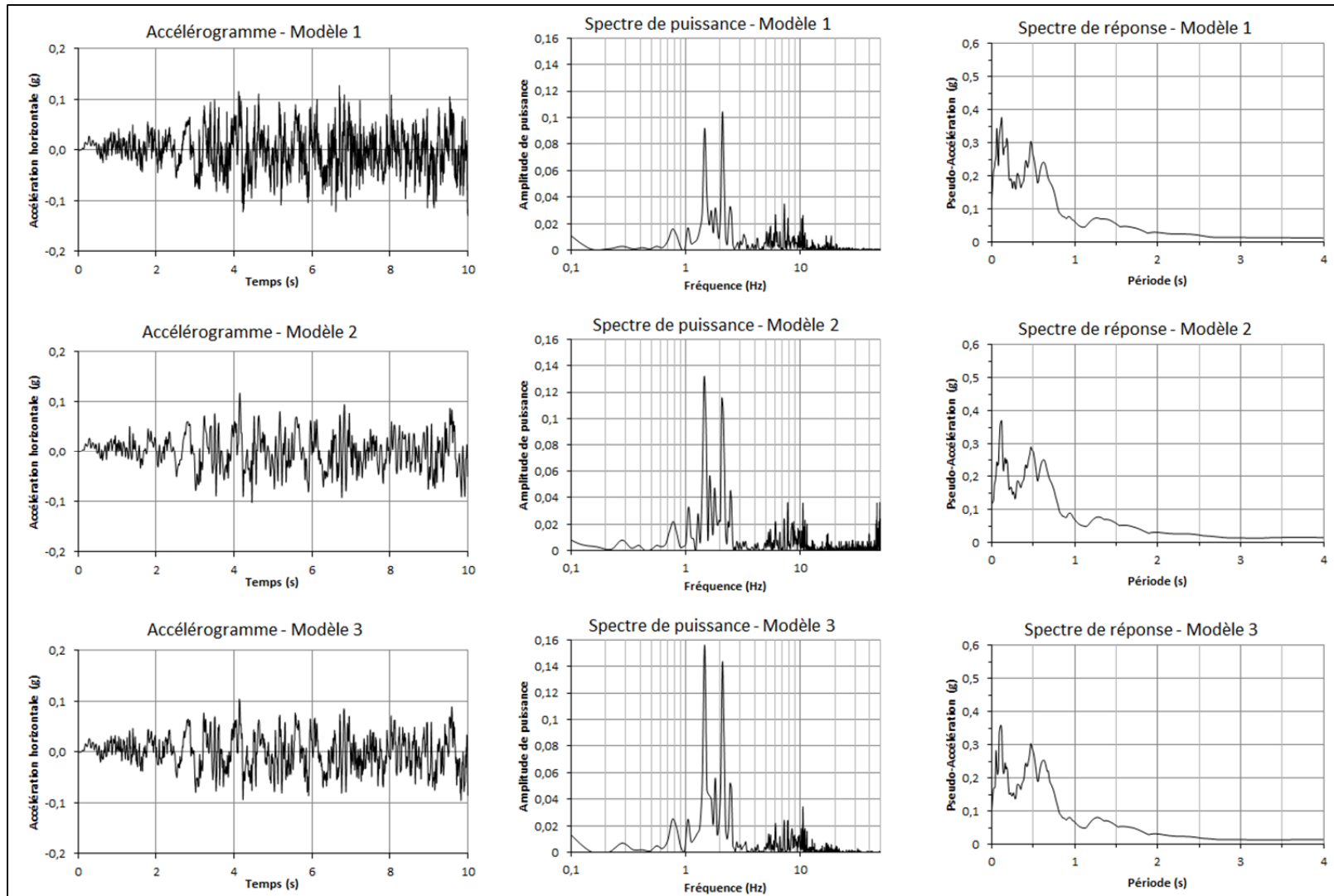


Figure 9.20 Accélérogrammes et spectres correspondants pour le point 2 des modèles

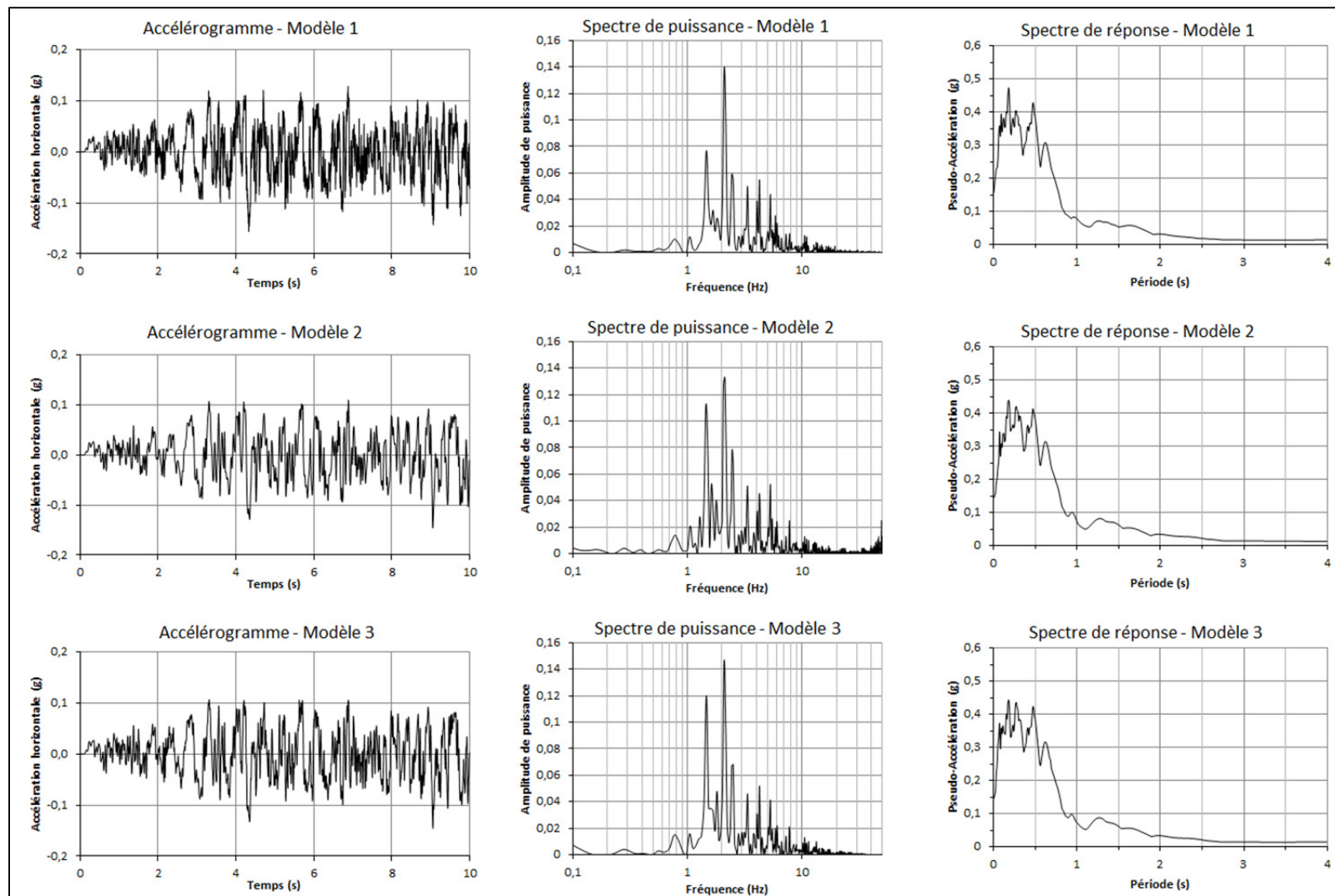


Figure 9.21 Accélérogrammes et spectres correspondants pour le point 3 des modèles

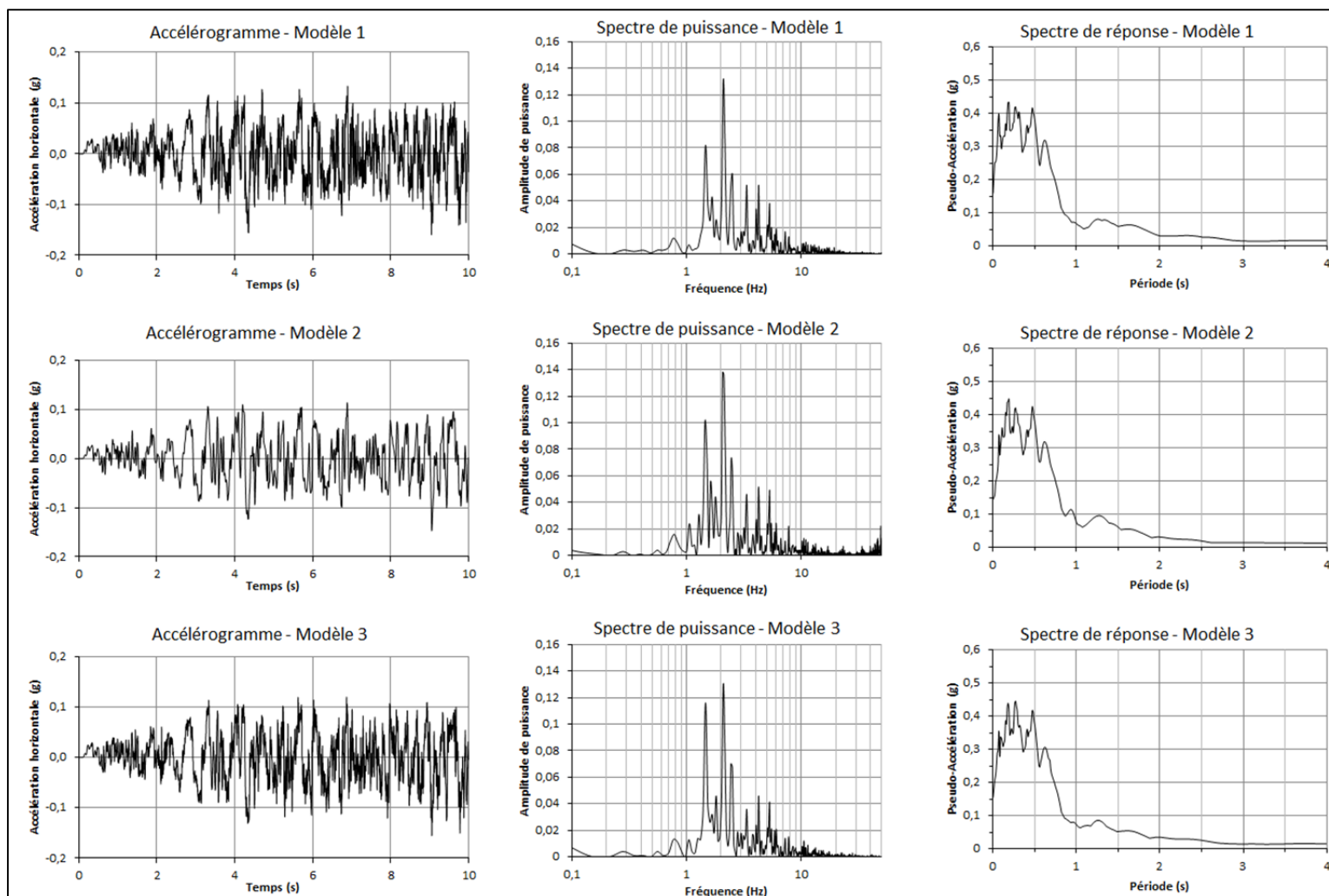


Figure 9.22 Accélérogrammes et spectres correspondants pour le point 4 des modèles

L'étude des Figures 9.20 à 9.22 conduit aux mêmes conclusions dans chaque cas. Quel que soit le maillage, la réponse du modèle est quasi identique. Elle n'est certes pas identique, mais il apparaît difficile de différencier les accélérogrammes enregistrés sur chaque modèle. Finalement, un maillage uniforme a été utilisé dans la suite de l'étude.

### 9.3.3 Influence des conditions aux frontières

Dans l'idéal, il faut représenter un modèle sans frontières, mais cela nécessite des grandes dimensions pour le modèle et donc un temps de calcul important. En conditions statiques de petits modèles peuvent se satisfaire de frontières élastiques, mais dans le cas d'un problème dynamique, la réflexion des ondes et leur propagation dans le modèle ne représentent pas la radiation de l'énergie.

La solution alternative est donc d'utiliser des frontières absorbantes (« quiet boundaries » dans FLAC). Parmi les nombreuses formulations proposées c'est celle de Lysmer et Kuhlemeyer (Lysmer et Kuhlemeyer, 1969) qui est utilisée dans FLAC. L'efficacité de cette méthode a été prouvée tant pour les modèles aux éléments finis que pour les modèles aux différences finies (Kunar et al., 1977). Le manuel de FLAC précise que pour les sols avec un amortissement suffisant, les frontières de type « champ libre » peuvent être utilisées à une distance relativement faible. Il faut faire attention à l'uniformité de la grille et à la présence d'une structure en surface, qui pourrait réclamer l'utilisation de frontières absorbantes (Itasca, 2006).

Lorsqu'une structure est en surface, elle crée une perturbation dans le plan mais aussi dans la zone hors plan. Dans le plan, ce sont les frontières absorbantes qui se chargent de l'énergie rayonnée. Pour la zone hors plan, on a recours à des amortisseurs pour représenter l'amortissement hors plan. Le modèle employé dans FLAC est similaire à celui présenté par Lysmer et al. (1975). La constante d'amortissement  $c$  est calculée avec l'équation 7.5.

$$c = \frac{2 \cdot \rho \cdot C_s^{ff}}{W} \quad (9.9)$$

Où  $C_s^{ff}$  est la vitesse des ondes de cisaillement en champ libre,  $\rho$  le poids volumique du sol et  $W$  la dimension hors plan de la structure.

Les réponses en surface libre de deux modèles sont comparées dans cette section. Le modèle 1 est un modèle avec des frontières de type champ libre [Figure 9.23 (a)]. Le modèle 2 correspond quant à lui à la modélisation préconisée dans le manuel de FLAC avec frontières absorbantes [Figure 9.23 (b)] et il est détaillé dans la Figure 9.24 (sans structure et amortissement 3D pour l'instant).

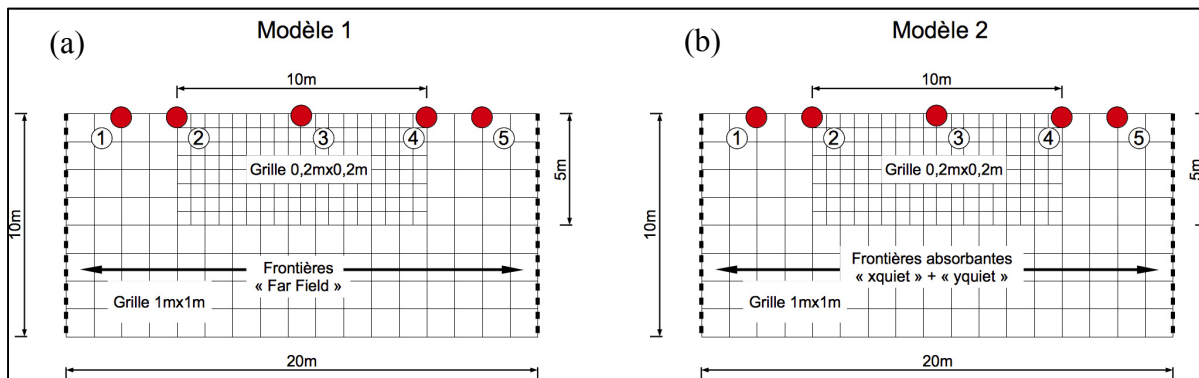


Figure 9.23 Modèles utilisés pour étudier l'influence des conditions aux frontières (a) modèle champ libre (b) modèle avec frontières absorbantes



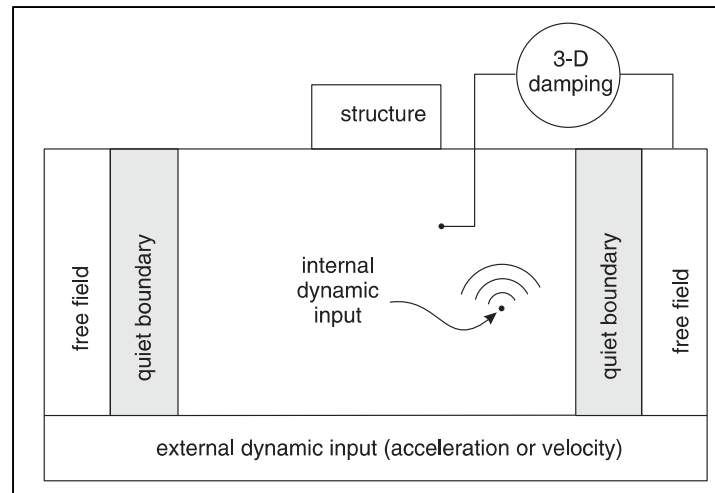


Figure 9.24 Conditions aux frontières adoptées dans FLAC pour un modèle dit « à base rigide » à frontières absorbantes  
Tirée de Itasca (2006)

Les Figures 9.25 à 9.27 présentent les accélérogrammes en surface et les spectres de réponse leur correspondant pour les points 1 à 3 des modèles 1 et 2. Il est possible de remarquer que les accélérogrammes et spectres de réponse sont très similaires, même pour le point 1 près de la frontière : les seules différences notables sont les accélérations de pointes au sol ( $T=0s$ ).

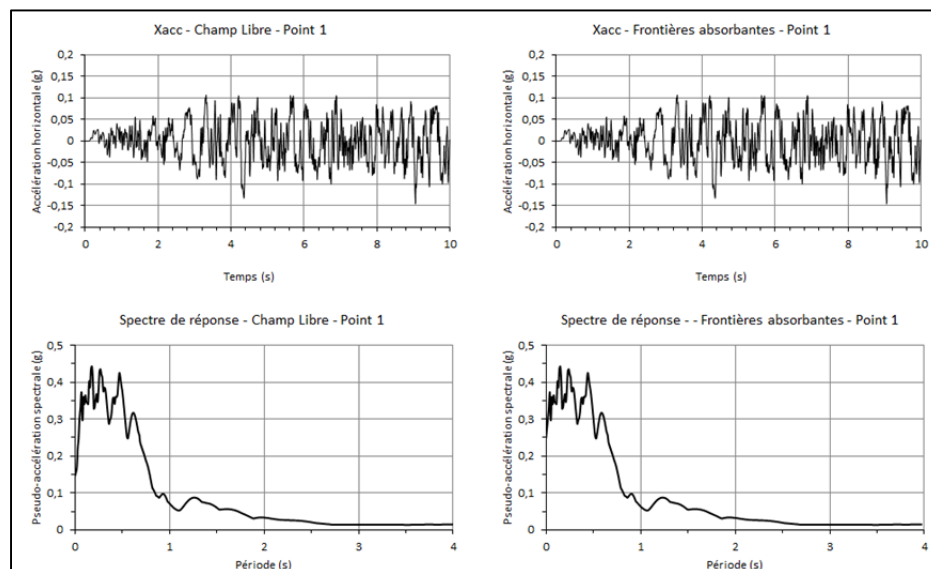


Figure 9.25 Comparaison de la réponse en surface libre pour le point 1 selon les conditions frontières

Il est à noter que, pour des raisons de limitations de temps de calcul, seules les 10 premières secondes de l'accélérogramme enregistré en surface (Nahanni 1985) sont présentées dans les Figures 9.25 à 9.27.

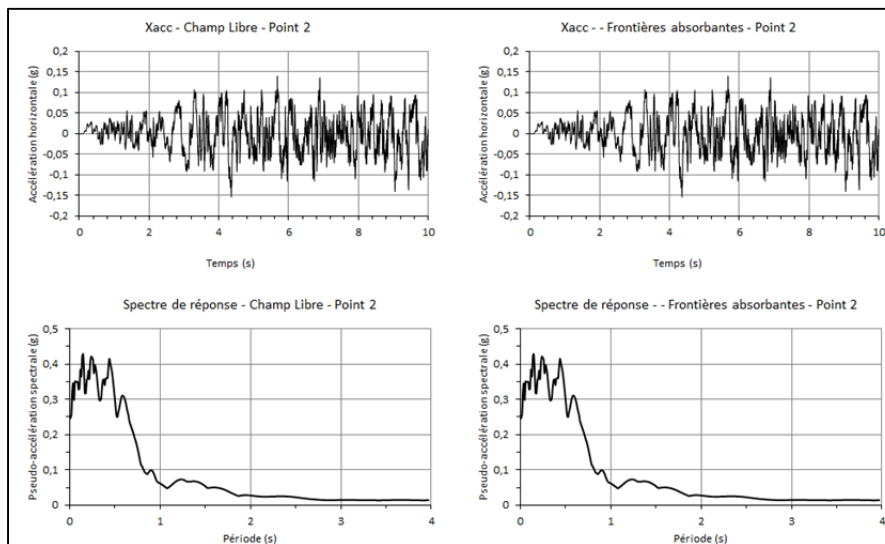


Figure 9.26 Comparaison de la réponse en surface libre pour le point 2 selon les conditions frontières

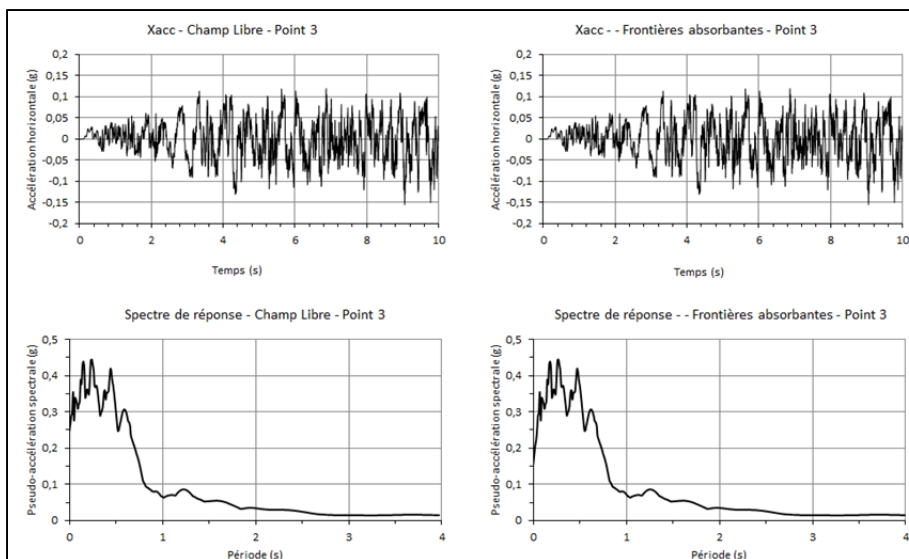


Figure 9.27 Comparaison de la réponse en surface libre pour le point 3 selon les conditions frontières

Les résultats des Figures 9.25 à 9.27 indiquent que les frontières ont été correctement implémentées dans le modèle et les frontières absorbantes (quiet boundaries) seront utilisées pour l'étude dynamique. Le maillage retenu est uniforme (50 cm x 50 cm) et la grille fait 30 m de haut pour 50 m de large.

#### 9.3.4 Paramètres de la structure

Les paramètres de la structure sont présentés dans les figures et tableaux qui suivent. La structure est de type « lollipop » : colonne avec une masse concentrée au sommet. La masse est de 250 kN et la colonne en béton ( $E=17,58$  GPa pour tenir compte de la fissuration) a une section carrée de 0.26 m [Figure 9.28]. La semelle fait 3,5m de large. La longueur hors plan est prise en compte grâce à l'amortissement radial (une longueur de 10m est considérée ici). La pression de contact de la semelle est de 71,4 kPa pour le cas statique (équivalent à une masse de 250 kN/m si l'on considère la longueur hors plan de la semelle). Le Tableau 9.5 présente les périodes pour la structure parfaitement encastree et avec l'ISS (lollipop sur le modèle de sol, avec des rigidités infinies pour l'interface).

Tableau 9.6 Périodes fondamentales de vibration pour la structure

	<b>Encastéré</b>	<b>ISS (sans interface)</b>
$T$ (s)	0,985	1,49

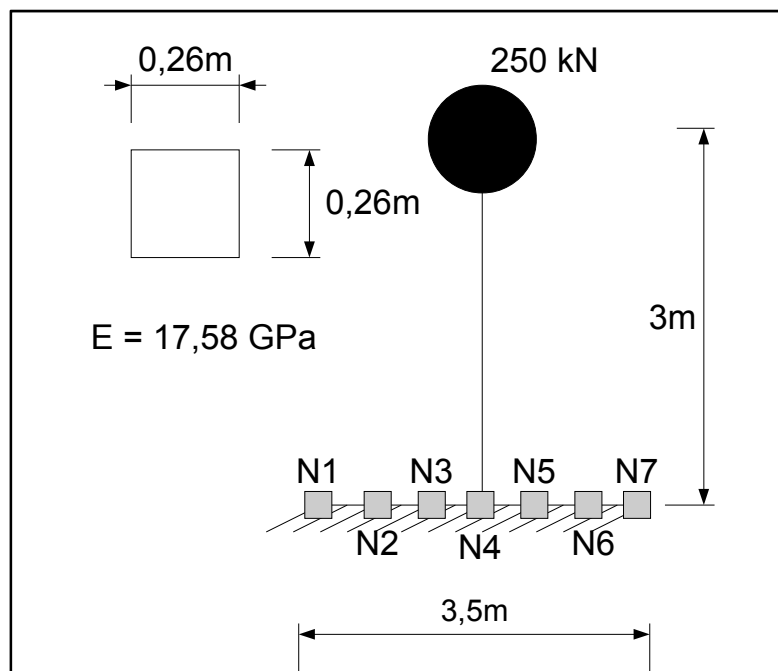


Figure 9.28 Modèle de structure « lollipop »

Les Tableaux 9.6 et 9.7 présentent les pressions de contact de la semelle pour différents cas de charge ( $q$  fondation statique et sismique), ainsi que les capacités portantes estimées à l'aide du chiffrier CaPoDyn (Méthode M1,  $q_u$  drainé) pour la fondation pour des sites de catégorie D et E. Les forces horizontales et de moment appliquées sur la fondation ont été calculées à l'aide d'une analyse spectrale faite avec le logiciel SAP 2000 (Computers and Structures, 2007), pour un ouvrage situé à Québec ou à Rivière-du-Loup. L'intérêt de faire le calcul pour deux types de sol est que le cas choisi représente un sol avec des paramètres géotechniques faibles et à la limite entre les catégories D et E.

Tableau 9.7 Efforts transmis à la fondation et capacité portante pour un site de catégorie D

Efforts sur la fondation	Québec	Rivière du Loup
$V$	250 kN	250 kN
$H$	47,2 kN	70,9 kN
$M$	141,5 kNm	212,6 kNm
	$\phi' = 30^\circ$	
q fondation (statique)	71,4 kPa	
q fondation (sismique)	106 kPa	139 kPa
$q_u$ drainé (MCIF, Méthode M1)	121,3 kPa	69,5 kPa

Tableau 9.8 Efforts transmis à la fondation et capacité portante pour un site de catégorie E

Efforts sur la fondation	Québec	Rivière du Loup
$V$	250 kN	250 kN
$H$	71,6 kN	108,9 kN
$M$	214,9 kNm	326,8 kNm
	$\phi' = 30^\circ$	
q fondation (statique)	71,4 kPa	
q fondation (sismique)	140 kPa	282 kPa
$q_u$ drainé (MCIF, Méthode M1)	68,1 kPa	19,9 kPa

### 9.3.5 Paramètres de l'interface

Les paramètres de l'interface entre la semelle et le sol sont les rigidités normales et en cisaillement ( $k_n$  et  $k_s$ ), l'angle de frottement et la résistance en tension. La détermination de ces paramètres d'interface est une tâche ardue et demanderait des essais en laboratoire pour être parfaitement exacte (Sharma et Desai, 1992). Dans le cadre de cette thèse, la méthode proposée par Léger et Javanmardi (2007) a été choisie. Elle consiste à faire une étude de sensibilité sur les paramètres de l'interface pour la structure en vibration libre. Ainsi une fonction « push » est utilisée : elle consiste à imposer une vitesse constante de 0,1m/s

pendant 0,05 secondes à la base de la grille puis à l'arrêt. Le déplacement final au bout de 0,05 secondes est donc de 5mm et la vitesse engendrée pendant l'impulsion entraîne des vibrations libres dans la structure lollipop. La fonction impulsion utilisée est présentée en Figure 9.29 et les résultats obtenus pour différents paramètres d'interface sont présentés en Figure 9.30.

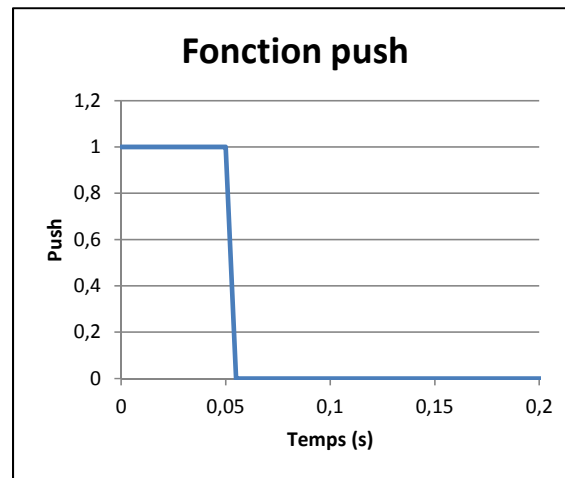


Figure 9.29 Fonction utilisée pour vérifier la période de vibration fondamentale du modèle avec interface

L'objectif est d'assurer la continuité de l'interface en condition fermée et de permettre le décollement en tension. L'approche à effectuer un calcul des périodes de vibration sans éléments interface puis en introduisant l'élément interface. Le choix des résistances  $k_n$  et  $k_s$  est celui des plus petites valeurs qui ne modifient pas de façon importante les périodes de vibrations de la structure mais qui permettent de récupérer les efforts internes à l'élément. Ainsi on évite le plus souvent les problèmes de convergences (Léger, 2012). La Figure 9.30 présente les résultats obtenus pour différentes rigidités ( $k_n = k_s$ ). Conformément à ce critère, les résultats indiquent que les résistances normales et en cisaillement  $k_s$  et  $k_n$  devraient prises égales à 100GPa dans ce cas [Figure 9.30].

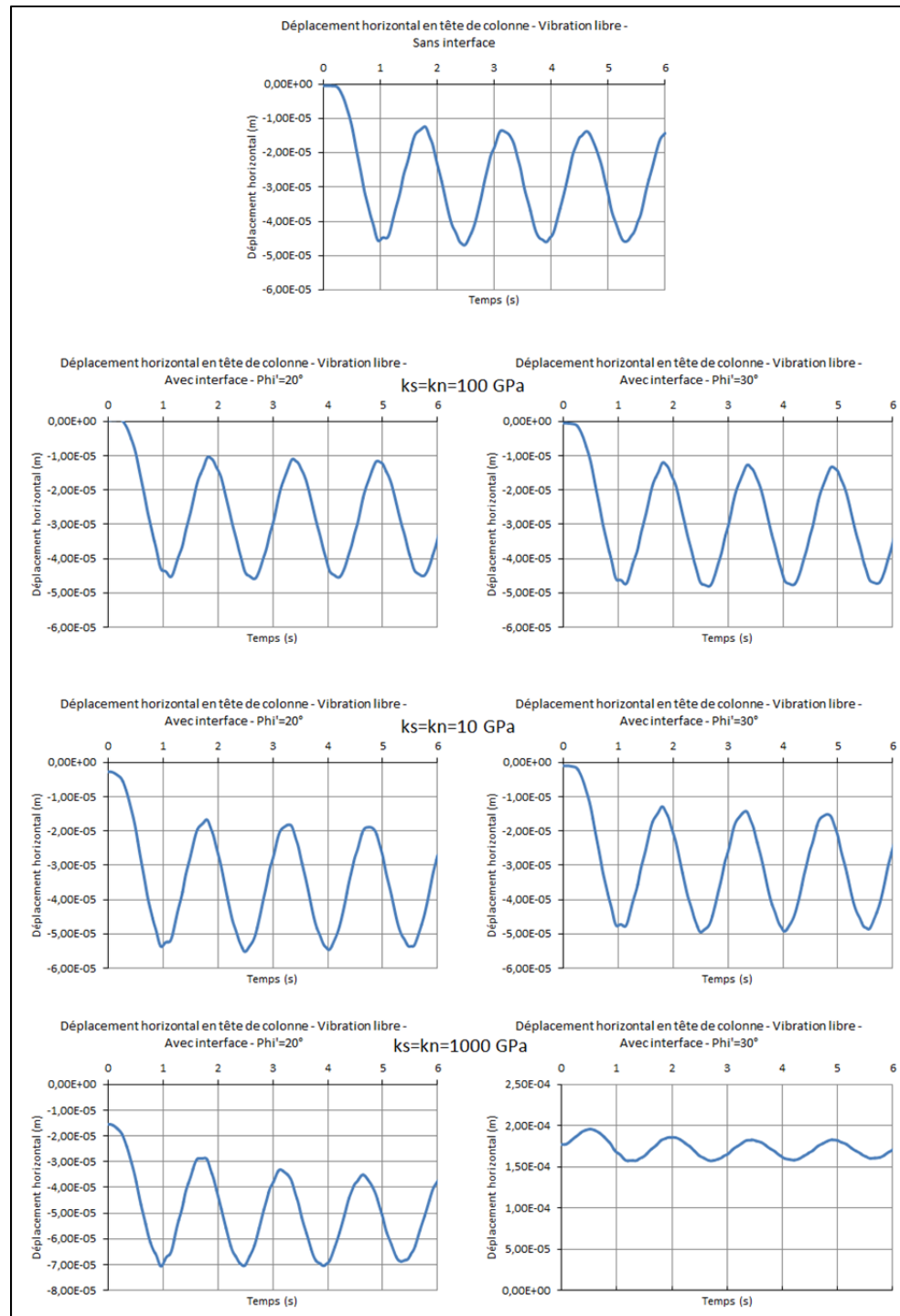


Figure 9.30 Déplacements horizontaux en tête de lollipop pour la fonction Push, paramètres d'interface variables

Ensuite une accélération sinusoïdale a été utilisée afin de vérifier l'influence du paramètre de frottement  $\varphi$  pour l'interface. Cette accélération, la vitesse et le déplacement correspondants sont présentés en Figure 9.31.

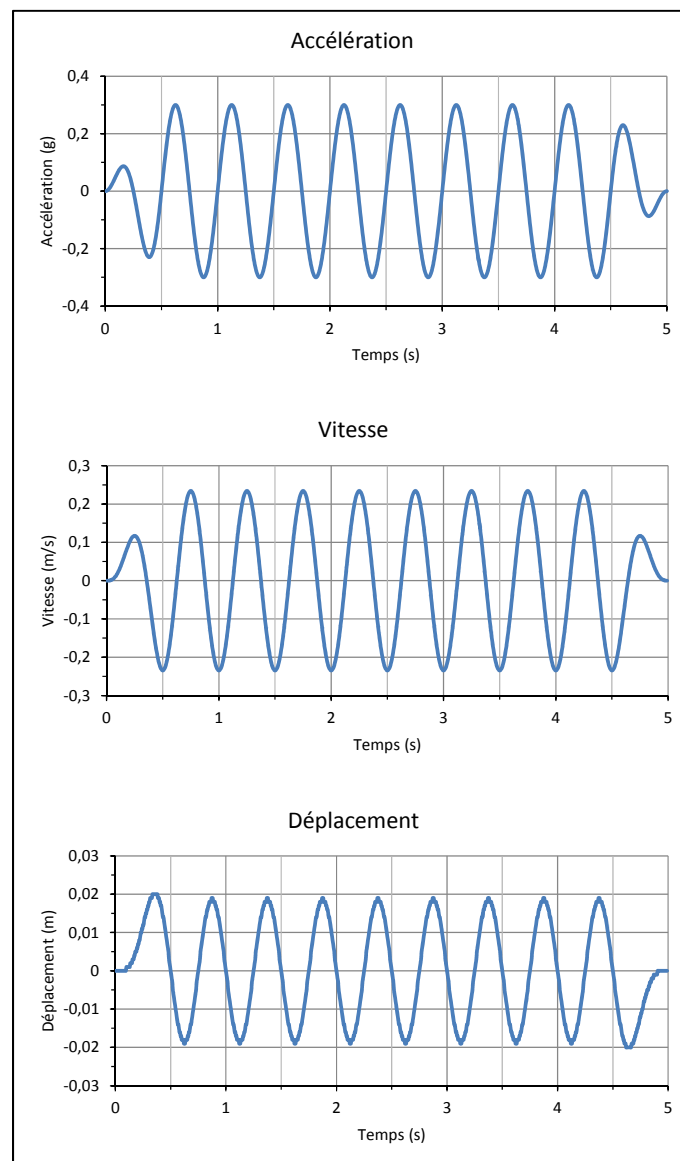


Figure 9.31 Fonction sinusoïdale utilisée pour l'excitation

La Figure 9.32 présente les résultats obtenus en termes de déplacements horizontaux en tête de colonne pour l'accélération sinusoïdale présentée en Figure 9.31 et un angle de frottement  $\varphi$  variable. À la vue des résultats un angle de frottement de  $30^\circ$  a été choisi puisque pour un



angle de frottement de  $20^\circ$  le modèle ne converge pas : on peut observer que les déplacements continuent d'augmenter après la fin de la sollicitation (5s) alors que pour un angle de  $30^\circ$  on a un amortissement progressif de la réponse.

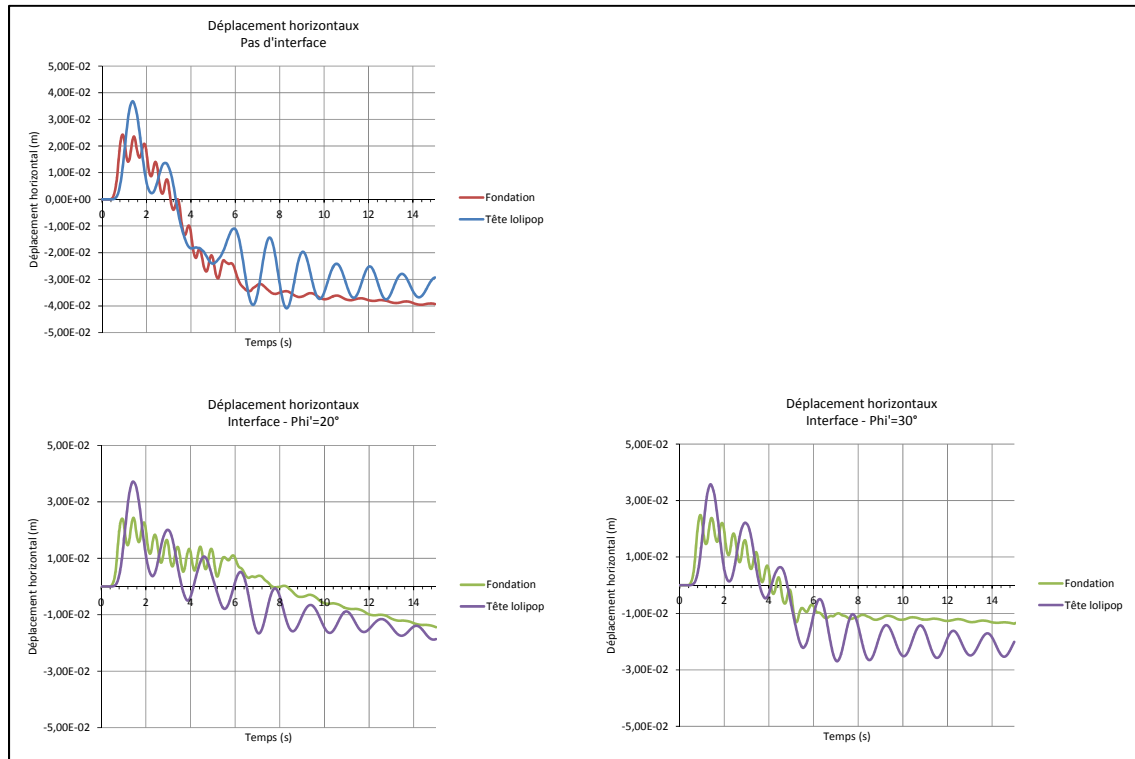


Figure 9.32 Déplacements horizontaux en tête de colonne pour une excitation sinusoïdale

### 9.3.6 Influence des paramètres élastiques du sol

Les paramètres élastiques d'un sol sont en partie fonction de la contrainte verticale (et donc de la profondeur) comme le mettent en évidence les équations 9.10 à 9.13, donnant la relation entre les propriétés géomécaniques  $(N_1)_{60}$  et la contrainte effective verticale moyenne  $\sigma'_{moy}$ . Cette section s'intéresse à l'impact de la variation des paramètres élastiques sur la réponse de la structure en surface. En termes de paramètres élastiques, FLAC considère la module de cisaillement  $G$  et le module de volumique  $K$ , tous deux liés au module d'élasticité  $E$  par les équations 9.11 à 9.13.

$$K_{2max} = 20[(N_1)_{60}]^{1/3} \quad (9.10)$$

$$G_{max} = 21.7 \times Pa \times K_{2max} \times \sqrt{\frac{\sigma'_{moy}}{Pa}} \quad (9.11)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (9.12)$$

$$K = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (9.13)$$

Le modèle sans traitement du sol a été soumis aux accélérogrammes de Saguenay, station les Éboulement, et Nahanni, station Battlement Creek, calibrés pour les villes de Québec et Rivière du Loup. La seule variable est le module d'élasticité  $E$  du sol : gardé constant sur la hauteur du modèle dans la majorité des cas, et augmentant avec la profondeur [Équation 9.6] pour le modèle  $E=f(z)$ . Les résultats sont présentés aux Figures 9.33 à 9.36 et dans le Tableau 9.8. L'influence de la nappe phréatique n'est pas considérée ici, la nappe sera introduite dans le chapitre 10.

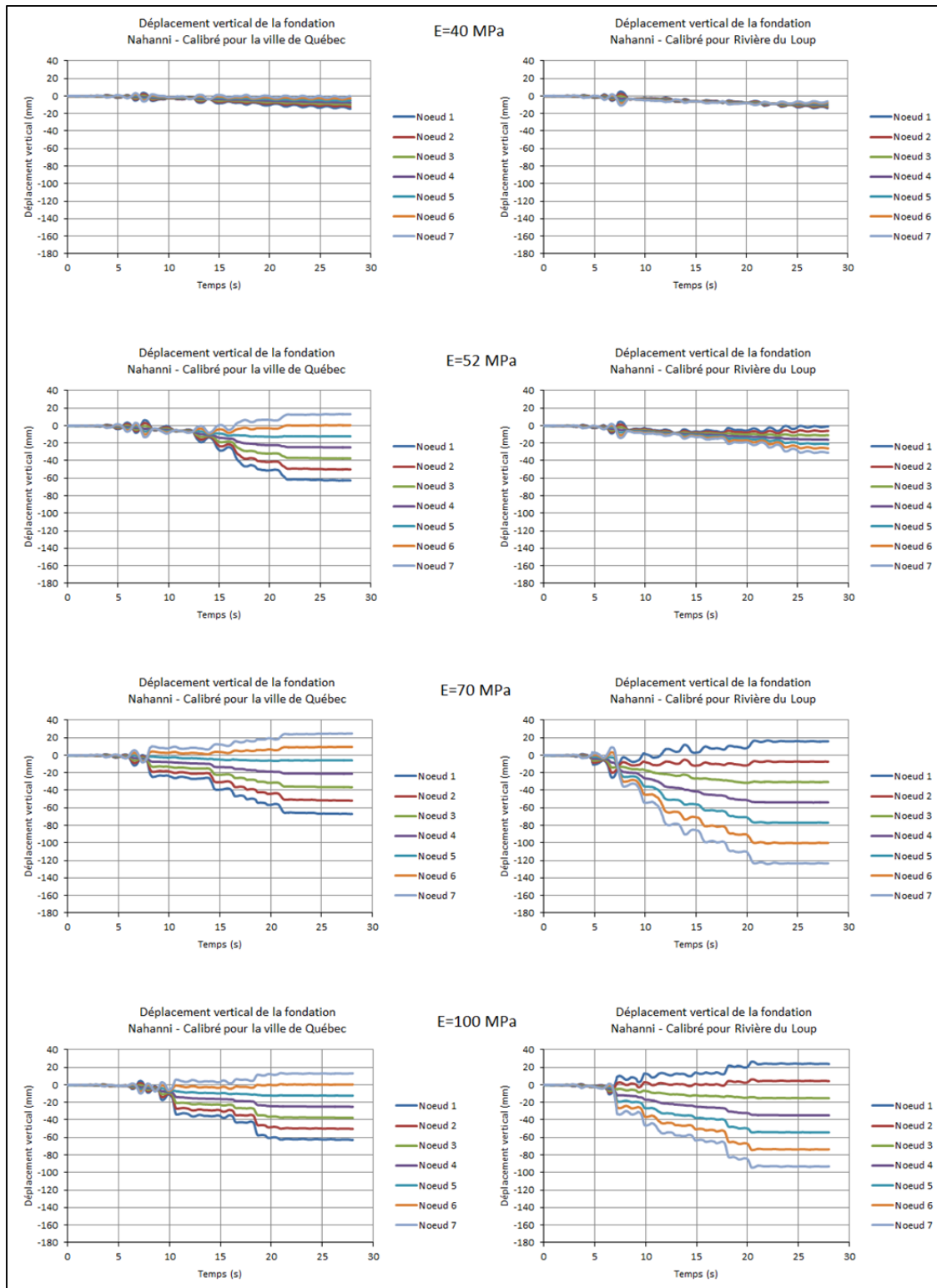


Figure 9.33 Influence du module d'élasticité sur le tassement vertical pour le séisme de Nahanni (1/2)

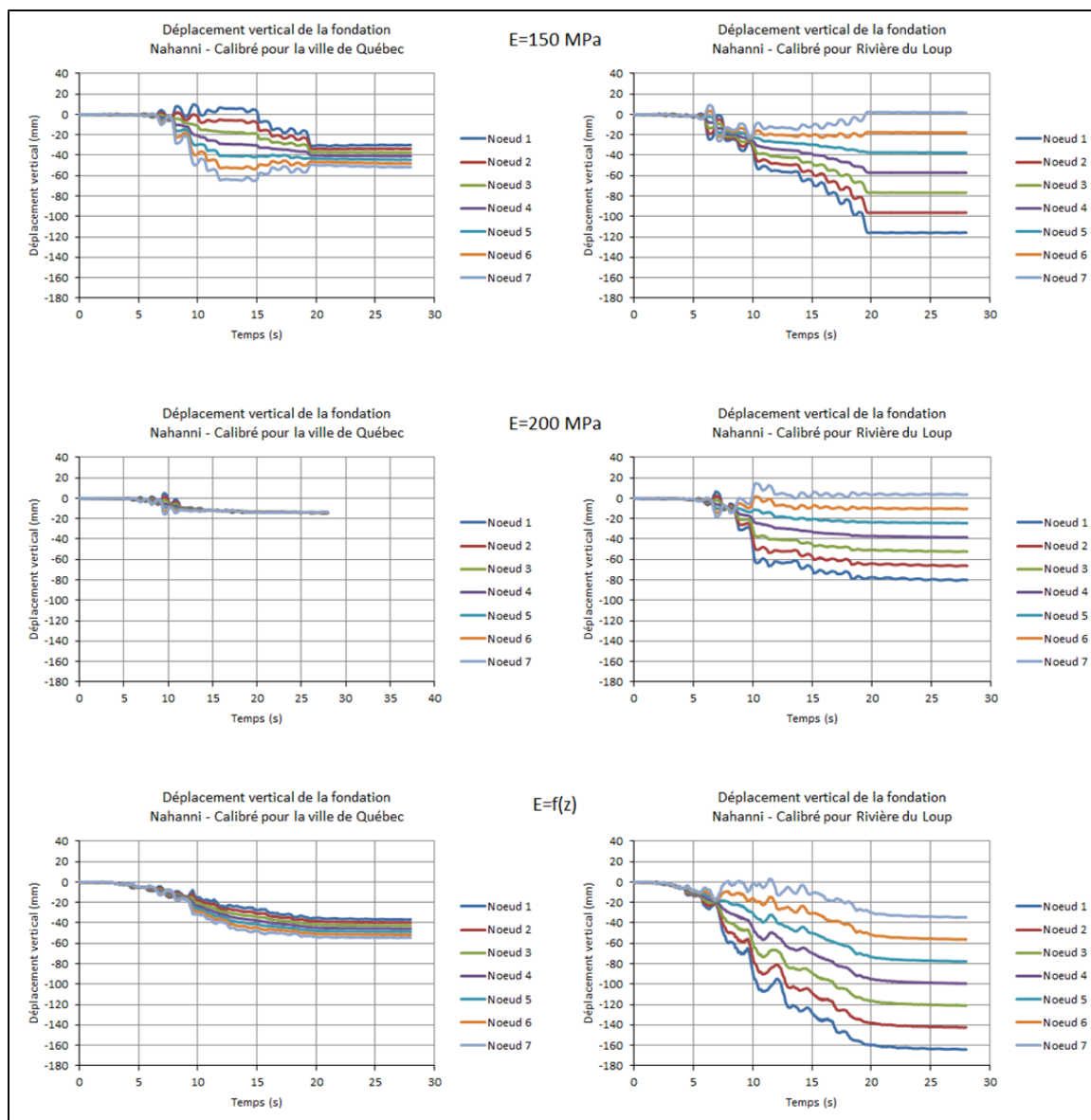


Figure 9.34 Influence du module d'élasticité sur le tassement vertical pour le séisme de Nahanni (2/2)

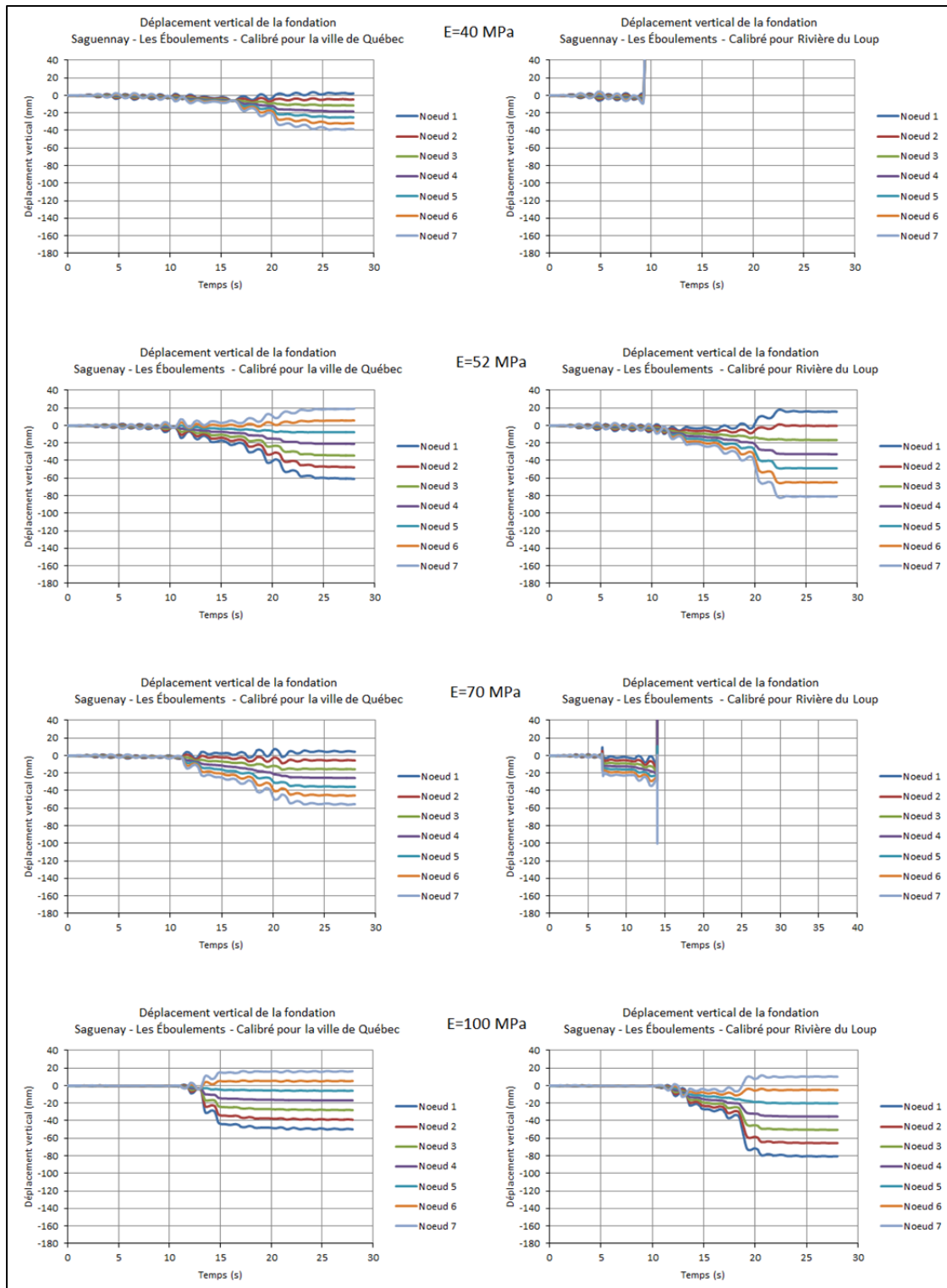


Figure 9.35 Influence du module d'élasticité sur le tassement vertical pour le séisme de Saguenay, station Les Éboulements (1/2)

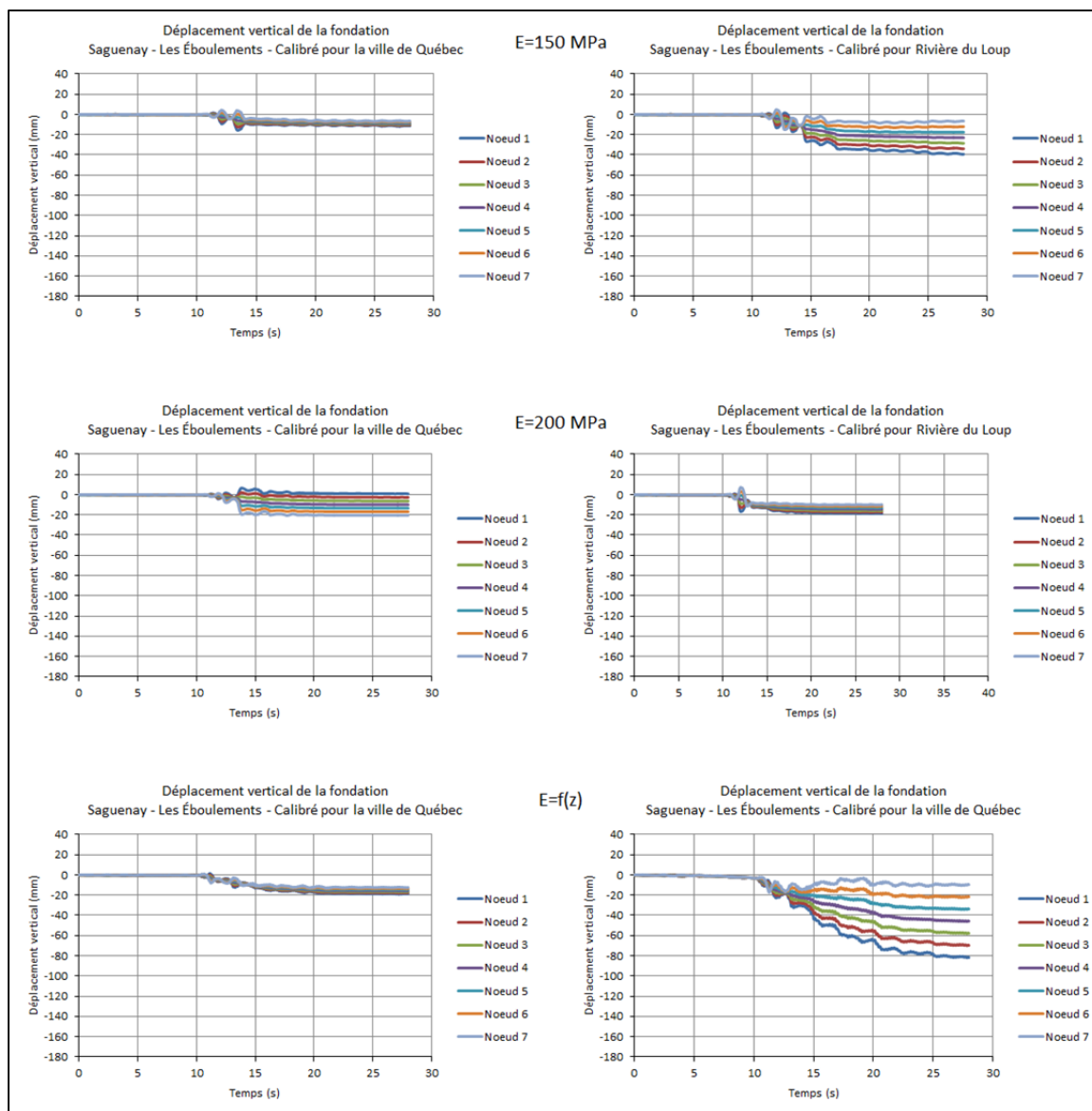


Figure 9.36 Influence du module d'élasticité sur le tassement vertical pour le séisme de Saguenay, station Les Éboulements (2/2)

Tableau 9.9 Tassements verticaux au centre de la fondation et tassement différentiel des extrémités de la semelle

	<b>NQ</b>		<b>NR</b>		<b>SEQ</b>		<b>SER</b>	
E (MPa)	$\Delta_{\text{centre}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}}$ (mm)	$\Delta_{\text{centre}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}}$ (mm)	$\Delta_{\text{centre}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}}$ (mm)	$\Delta_{\text{centre}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}}$ (mm)
40	7	12	10	8	18	41	rupture	rupture
52	16	29	25	75	21	80	33	97
70	21	92	54	140	26	61	rupture	rupture
100	25	76	35	118	17	66	35	91
150	41	21	<b>57</b>	<b>118</b>	8	4	<b>23</b>	<b>32</b>
200	13,4	2	38	84	10	21	15	8
<b>E=f(z)</b>	<b>46</b>	<b>18</b>	<b>99</b>	<b>130</b>	<b>16</b>	<b>7</b>	<b>46</b>	<b>71</b>

Le Tableau 9.8 montre que lorsque le module d'élasticité augmente de 40 à 100 MPa, les tassements enregistrés au niveau de la fondation augmentent, malgré l'augmentation de la rigidité. Ceci est attribuable à la rigidification du sol sous la semelle, entraînant une amplification du spectre dans la plage de période proche de la période fondamentale de la structure. Puis, lorsque le module d'élasticité continue d'augmenter, les tassements diminuent (augmentation de la rigidité et amplification dans les plus hautes fréquences). Les résultats du Tableau 9.8 montrent un écart important en termes de tassement pour E=150 MPa et les accélérogrammes de Nahanni et Saguenay Les Éboulements, calibrés pour Rivière du Loup. Il est possible de se demander d'où vient cet écart étant donné que les deux signaux d'origine ont été calibrés sur le même spectre du CNB2010 (catégorie de sol A pour la ville de Rivière du Loup) et que le modèle de sol est le même. On peut remarquer que les accélérations de pointe au sol sont comparables (autour de 0,16 g), et que les spectres de réponse sont similaires [Figure 9.37]. La seule différence notable est pour la tranche de périodes allant de 1 à 2 secondes, or la période de vibration propre de la structure est de 1,5 s. En effet le spectre de réponse de Nahanni présente des accélérations spectrales plus élevées dans cette plage de périodes. C'est une première explication pour comprendre pourquoi le tassement est plus important dans le cas de Nahanni (57 mm au lieu de 23 mm au centre, 118 mm au lieu de 32 mm pour le tassement différentiel). Enfin, il est également possible de noter que l'intensité d'Arias est plus grande pour Nahanni que pour Saguenay - Les Éboulements. Ainsi, même si les signaux sont tous calibrés sur un spectre de réponse unique,

et bien que le modèle de sol et de structure soient les mêmes, la réponse peut varier : celle-ci dépendra aussi des caractéristiques fréquentielles du signal d'origine.

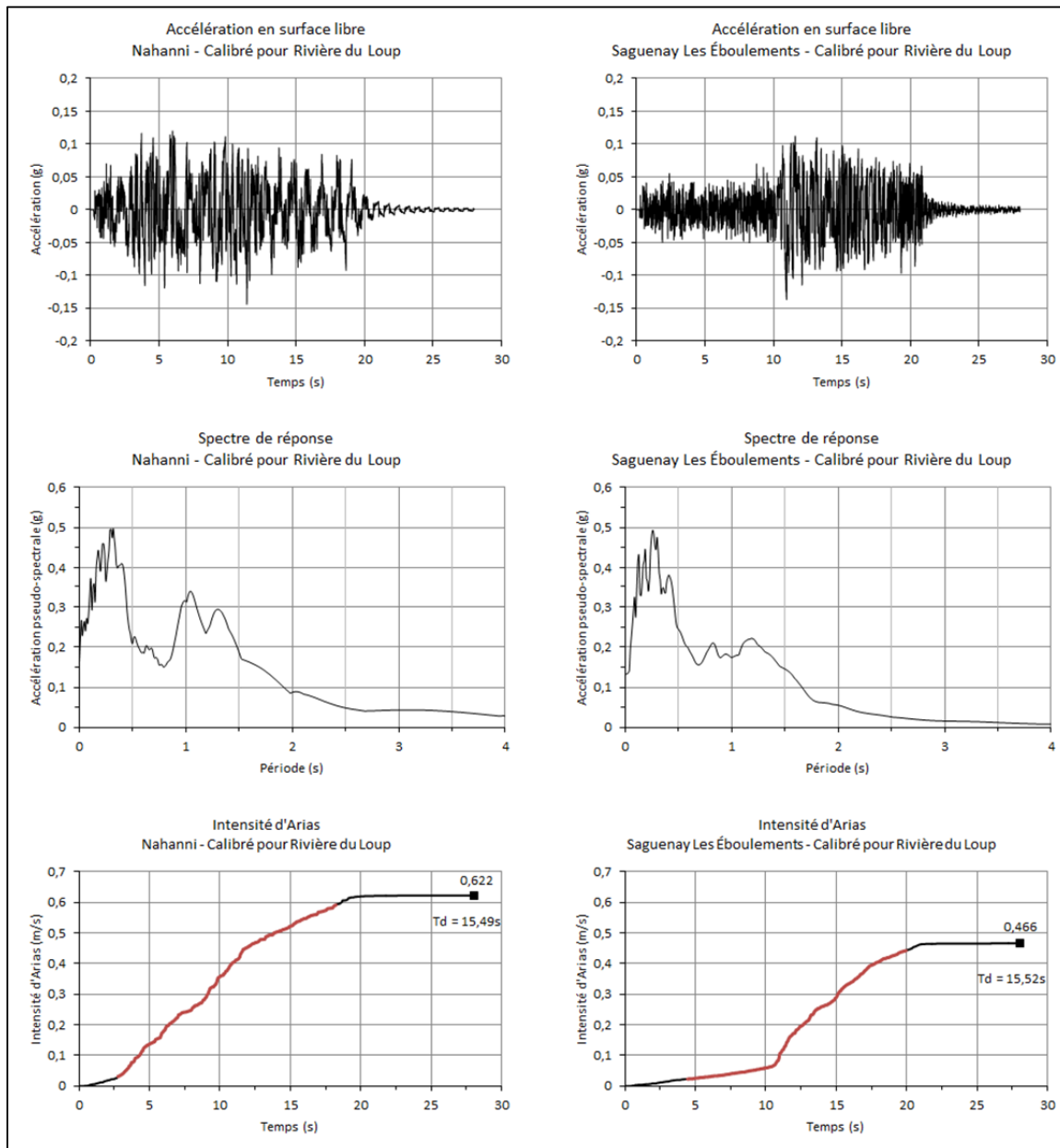


Figure 9.37 Comparaison des accélérogrammes, spectres de réponse et intensités d'Arias en surface libre pour le modèle avec  $E=150\text{MPa}$

Pour la suite de l'étude, le modèle avec les paramètres élastiques fonction de la profondeur  $E=f(z)$  sera conservé.



#### 9.4 Modélisation de l'ISS d'essais à la centrifugeuse

Une revue attentive de la littérature disponible n'a pas permis de trouver d'essais effectués en centrifugeuse ou sur table vibrante pour un sable traité par vibroremplacement. Par ailleurs, le manque d'étude de cas, que ce soit des mesures in situ ou des essais en laboratoire, est aussi signalé par Douglas (2012). L'auteur signale en outre que le comportement d'un sol traité par vibroremplacement dépend de nombreux paramètres et reste difficile à apprécier (Douglas, 2012).

Un exemple marquant de cette difficulté à évaluer le comportement d'une fondation sur sol traité par vibroremplacement (même pour des essais en laboratoire) est illustré par la série d'essais VELACS (Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies) menés dans différentes universités des États-Unis. En effet l'essai #4a [Figure 9.38] a été fait à l'identique dans trois universités différentes [Figure 9.39]. Or, les résultats de la Figure 9.39 montrent une variation très importante du tassement mesuré sur le modèle : le tassement est de l'ordre de 20 cm pour UC Davis contre environ 38 cm pour CalTech. Par ailleurs, aucunes des universités ou firmes d'ingénierie invitées à prédire le comportement du modèle n'avaient envisagé des tassements aussi importants.

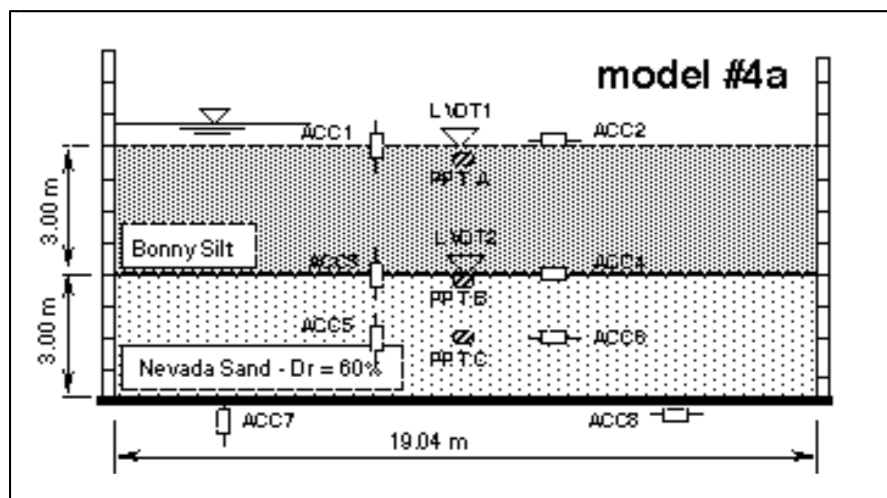


Figure 9.38 Modèle utilisé pour l'essai #4a mené dans le cadre du projet VELACS  
Tirée de Popescu et Prevost (1995)

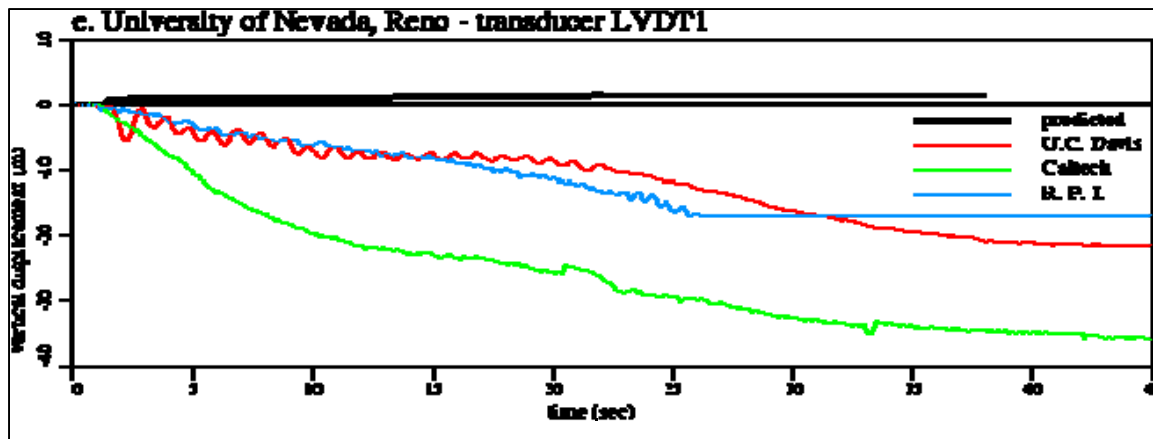


Figure 9.39 Résultats de l'essai #4a mené dans le cadre du projet VELACS  
Tirée de Popescu et Prevost (1995)

Les auteurs de l'étude concluent que la fiabilité des mesures en termes de déplacement et d'accélérations est relativement faible (Popescu et Prevost, 1995).

De fait, après ces observations préliminaires, il paraît difficile de vouloir reproduire exactement le comportement sismique d'une fondation superficielle reposant sur un sol traité qu'il est possible d'observer sur un modèle réduit. Néanmoins, une comparaison du modèle numérique aux résultats obtenus par Adalier et al. (2003) est présentée ci-après.

#### 9.4.1 Modèle d'Adalier et al. et propriétés du modèle FLAC

Les modèles étudiés sont les modèles « 3 » et « 4 » d'Adalier et al. (2003). Ces modèles sont présentés aux Figures 9.39 et 9.40. La fondation applique une pression uniforme de 144 kPa sur le sol et les paramètres élastiques du sol ont été déduits d'après les quelques indications données dans l'article (densité relative  $D_r$ ) et les équations 9.14 et 9.15.



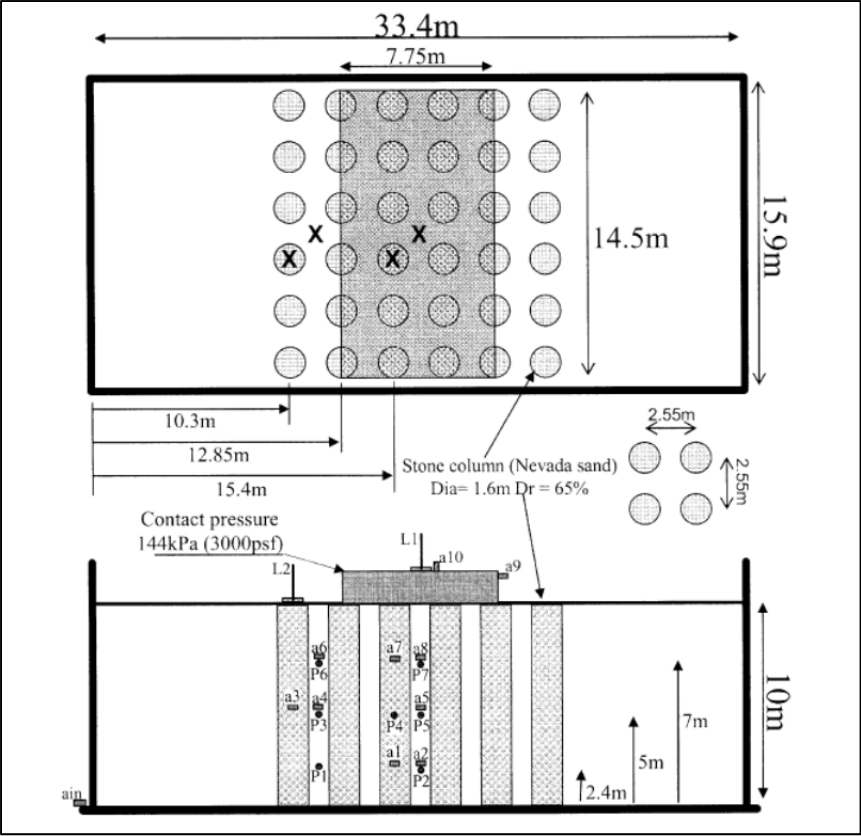


Figure 9.41 Modèle « 4 », sol traité, utilisé dans l'étude d'Adalier et al. (équivalent en dimensions réelles)  
Tirée de Adalier et al. (2003)

$$D_r \approx \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \tag{9.14}$$

$$K_{2max} = 20[(N_1)_{60}]^{1/3} \tag{9.15}$$

Tableau 9.10 Propriétés mécaniques des zones de sol du modèle

	$D_r$	$(N_1)_{60}$ [Eq 9.14]	$K_{2max}$ [Eq 9.15]
Silt non traité	57	19,49	53,30
Silt traité (entre les colonnes)	63	23,81	56,94
Sable	65	25,35	58,12

L'accélération appliquée au modèle est présentée en Figure 9.42, il s'agit d'un signal sinusoïdal de fréquence 1Hz, et d'amplitude 0,08 g. Le signal a été amplifié et désamplifié sur le premier et le dernier cycle afin d'obtenir des vitesses et déplacements nuls en fin de sollicitation. Le nombre de cycles à amplitude maximale est de 10 comme dans l'étude menée par Adalier et al. (2003).

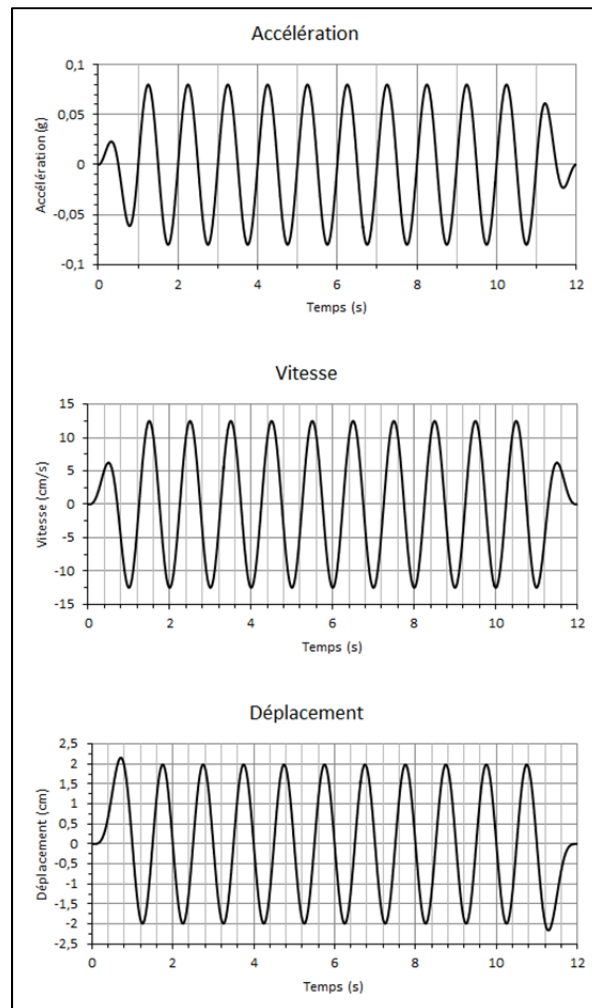


Figure 9.42 Accélération « Shake 1 » similaire à celle utilisée par Adalier et al.

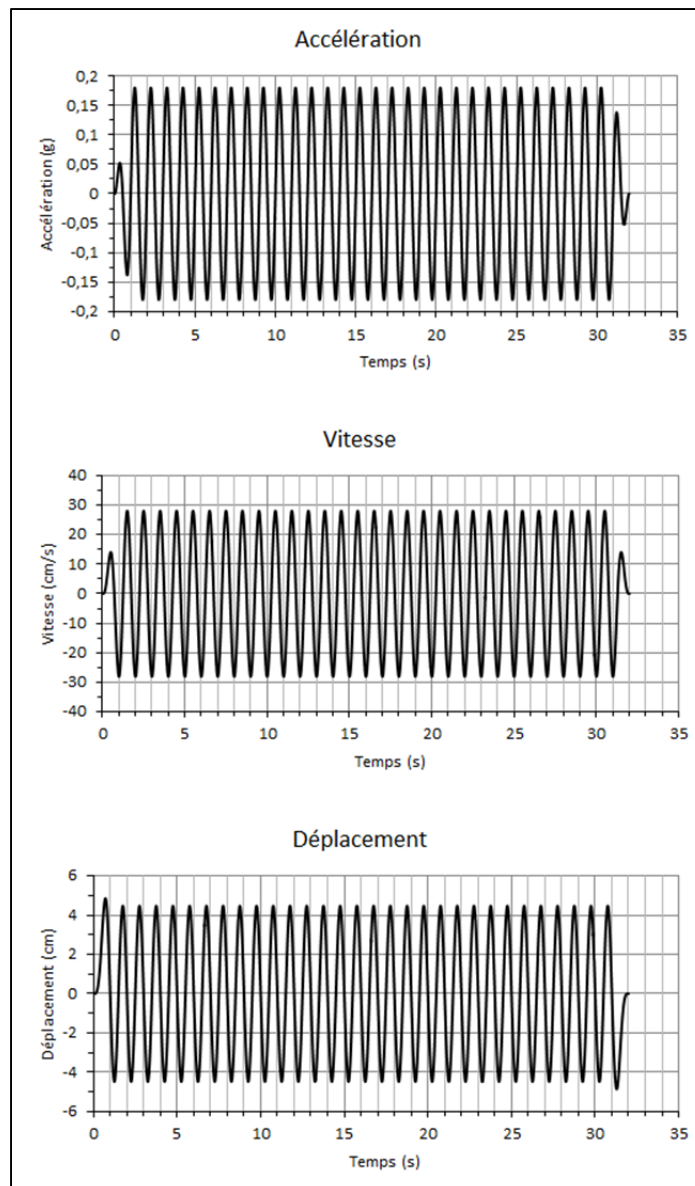


Figure 9.43 Accélération « Shake 2 » similaire à celle utilisée par Adalier et al.

#### 9.4.2 Comparaison pour le sol naturel

Les Figures 9.43 et 9.44 montrent les tassements mesurés sur le modèle par Adalier et al. et ceux obtenus avec une modélisation FLAC. Les tassements enregistrés sur FLAC sont moindres que ceux mesurés en laboratoire (11,7 cm contre 16 cm environ). Par ailleurs le

tassement en champ libre est très faible : 2 cm contre 8-9 cm d'après les mesures faites par Adalier et al.

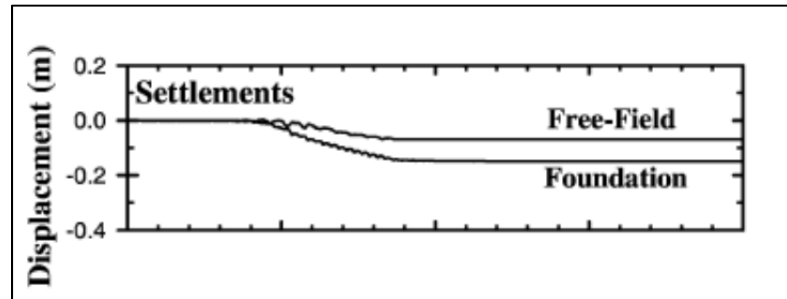


Figure 9.44 Tassements mesurés sur le modèle « 3 », sol naturel, pour la sollicitation « shake 1 »  
Tirée de Adalier et al. (2003)

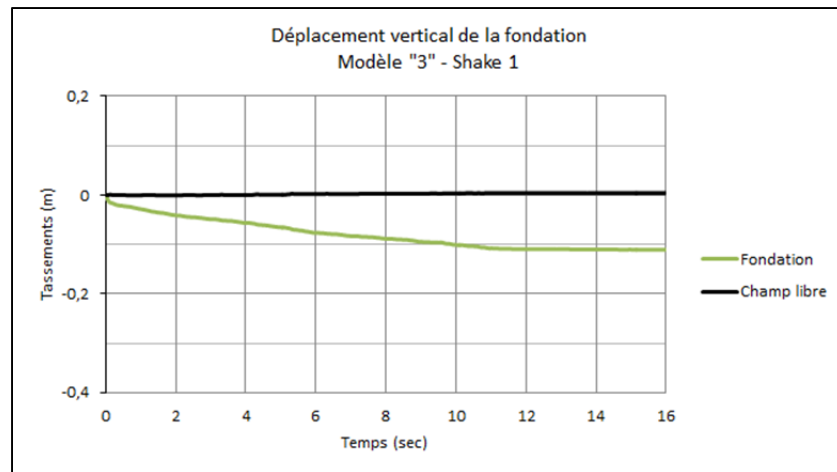


Figure 9.45 Tassements estimés avec FLAC sur le modèle « 3 », sol naturel, pour la sollicitation « shake 1 »

Pour la sollicitation « shake 2 » le modèle FLAC arrive à la rupture rapidement (quelques secondes) alors que le modèle d'Adalier et al. non. Cela rejoint les observations faites sur les essais VELACS : il est difficile, encore aujourd'hui, d'évaluer précisément le tassement dynamique d'un système sol fondation. Il est également possible de citer l'étude de Briaud et Gibbens (1994) qui montre, à l'aide d'essais in situ, que pour les fondations de petites tailles, le tassement est très important avant d'arriver à la rupture (relativement à la taille de la

fondation) : 18% de B pour une fondation carrée de 25 cm, 2% de B pour une fondation carrée de 1 m.

### 9.4.3 Comparaison pour le sol traité

Les Figures 9.46 et 9.47 montrent les tassements mesurés sur le modèle par Adalier et al. et ceux obtenus avec une modélisation FLAC. Comme pour le modèle non traité, les tassements enregistrés sur FLAC pour la sollicitation « shake 1 » sont moindres que ceux mesurés en laboratoire (4,5cm contre 8-9cm environ). Ici encore, le tassement en champ libre est très faible : 5mm contre 8-9cm d'après les mesures faites par Adalier et al. (Le fait que le déplacement sous la fondation et en champ libre soit identique à la fin de la sollicitation est d'ailleurs surprenant. On s'attendrait à observer un tassement plus important sous la semelle).

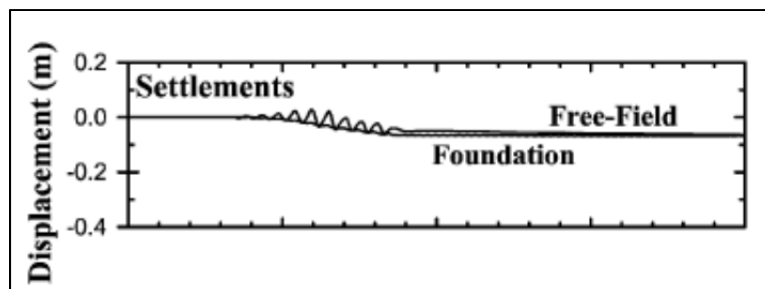


Figure 9.46 Tassements mesurés sur le modèle « 4 », sol traité,  
pour la sollicitation « shake 1 »  
Tirée de Adalier et al. (2003)



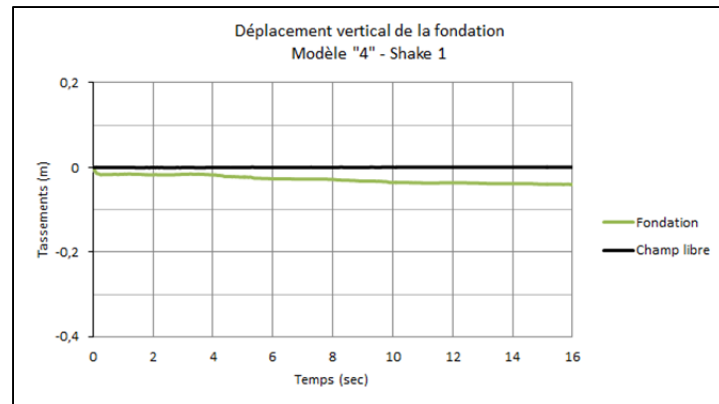


Figure 9.47 Tassements estimés avec FLAC sur le modèle « 4 », sol traité, pour la sollicitation « shake 1 »

Les Figures 9.48 et 9.49 montrent les tassements mesurés sur le modèle par Adalier et al. et ceux obtenus avec une modélisation FLAC pour la sollicitation « shake 2 ». Le modèle FLAC arrive à la rupture juste à la fin de la sollicitation, c'est pourquoi on ne peut voir la « stabilisation » du tassement après la fin de l'accélération (le tassement arrête d'augmenter très peu de temps après la fin de la sollicitation normalement). Le tassement estimé avec FLAC est relativement proche de celui mesuré par Adalier et al. : soit environ 20cm. Par contre le sol se soulève un peu sur le modèle numérique, du fait de l'enfoncement de la semelle dans le sol. Ceci n'est pas observé sur le modèle expérimental.

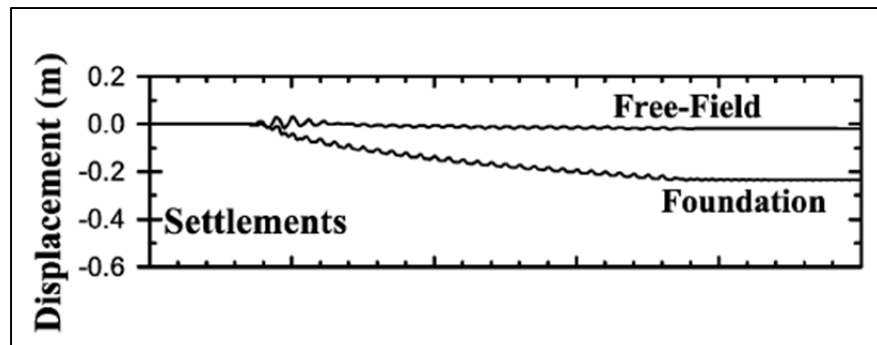


Figure 9.48 Tassements mesurés sur le modèle « 4 », sol traité, pour la sollicitation « shake 2 »  
Tirée de Adalier et al. (2003)

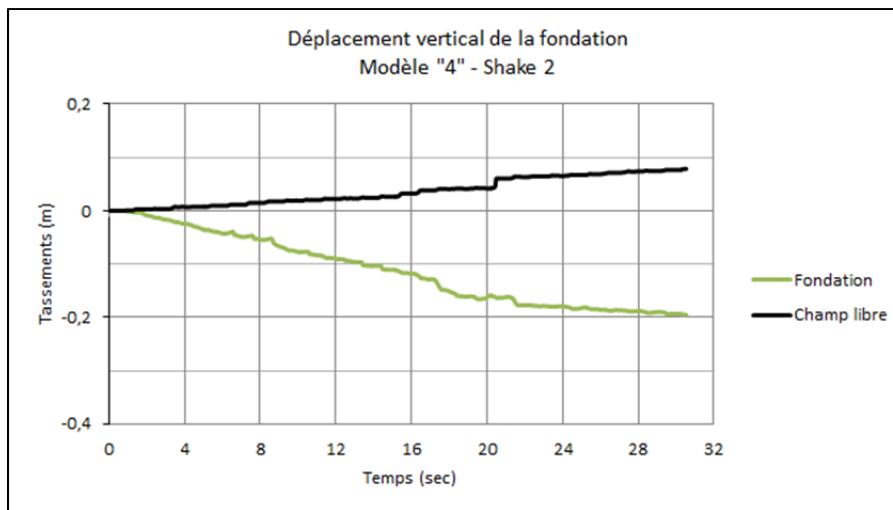


Figure 9.49 Tassements estimés avec FLAC sur le modèle « 4 », sol traité, pour la sollicitation « shake 2 »

La comparaison du modèle FLAC avec le modèle expérimental d'Adalier et al. permet de constater que le comportement prédit par le modèle numérique est similaire à celui observé en laboratoire. Malgré les écarts entre les valeurs de tassement mesurées et les celles estimées avec FLAC (jusqu'à 100%), cette comparaison permet d'augmenter la confiance dans les paramètres de modélisation choisis pour l'étude paramétrique. En effet, Bray et Dashti (2012), indiquent que pour leur modèle numérique, les tassements estimés sous le bâtiment étaient 3 à 4 fois supérieurs à ceux mesurés en centrifugeuse pour certains accélérogrammes.

## 9.5 Conclusions

Ce chapitre a présenté les choix de modélisation pour l'étude du comportement d'une fondation superficielle en surface. Les études de sensibilités ont mené à plusieurs conclusions et choix de modélisation :

- l'ISS est analysée avec la méthode directe;
- des frontières absorbantes de type Lysmer sont utilisées (« quiet boundaries »);
- la grille fait 50m de large et 30m de haut, le maillage est uniforme et fait 50cm x 50cm;

- trois accélérographes sont utilisés : Saguenay – Chicoutimi Nord, Saguenay – Les Éboulements et Nahanni;
- les accélérographes sont calibrés dans le domaine fréquentiel pour deux villes différentes, Québec et Rivière-du-Loup;
- l'amortissement du sol est un modèle hystérétique, avec  $L_1 = -3,3$  et  $L_2 = 0,4$ ;
- la structure est un « lollipop » de 3m de haut, avec une masse concentrée de 250 kN au sommet. La colonne est en béton armé ( $E = 17,58$  GPa) et a une section carrée de 26cm de côté. La semelle est en béton armé, fait 50 cm d'épaisseur et 3,5m de large;
- l'interface a des rigidités normales et en cisaillement  $k_n = k_s = 100$  GPa, un angle de frottement de  $30^\circ$  et un angle de dilatation de  $30^\circ$ ;
- les paramètres élastiques du sol varient avec la contrainte verticale effective (ils augmentent avec la profondeur).

La comparaison avec des résultats d'essais en centrifugeuse a montré que le comportement prédit par le modèle numérique était conforme aux observations expérimentales. Des écarts (jusqu'à 100%) existent entre les valeurs expérimentales et celles obtenues avec le modèle FLAC. Ces écarts sont parfois observables lorsque l'on reproduit les expériences plusieurs fois (essais VELACS) ou lorsque les modèles de comportement de sols présentent certaines limitations (génération de pression de pores dans le cas des sols saturés, modèle Mohr-Coulomb plutôt qu'un modèle « strain hardening / strain softening »). Néanmoins, la précision obtenue permet d'affirmer que les paramètres choisis pour le modèle dynamique permettront de tirer des conclusions quant au comportement observé numériquement.

Le Chapitre 10 présente l'étude de l'effet des dimensions de la zone de sol traitée sur le comportement sismique de la structure en surface.



## **CHAPITRE 10**

### **ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE EN SURFACE**

Le chapitre 8 a permis de déterminer les dimensions optimales pour la taille de la zone de sol à renforcer, dans le cas statique. Le chapitre précédent a présenté les caractéristiques du modèle de sol et de la structure « lollipop » ainsi que les études de sensibilité qui ont dicté les choix de ces paramètres. Le chapitre 10 présente l'étude du comportement sismique d'une structure reposant sur une fondation superficielle en surface pour la nappe en profondeur (sol non saturé) et nappe en surface (sol saturé), sur sol naturel et sol traité par des colonnes ballastées. Cette partie de la thèse porte sur l'analyse des tassements enregistrés au niveau de la fondation (tassement au centre et tassement différentiel entre les deux extrémités de la semelle). Ce type d'étude relève d'une approche de conception basée sur la performance : un objectif de tassement est fixé pour chaque niveau d'endommagement et le rôle du concepteur est donc de proposer un dimensionnement permettant d'atteindre cet objectif pour un niveau de sollicitation donné. L'objectif principal du chapitre est d'optimiser les dimensions de la zone de sol à traiter afin d'optimiser l'amélioration du sol à l'aide de colonnes ballastées.

#### **10.1      Modèle et conditions étudiées avec la nappe en profondeur**

Cette section présente 6 modèles, inventoriés au Tableau 10.1 qui serviront de référence pour la deuxième section de ce chapitre. Ces modèles représentent le cas, idéalisé, d'un sol présentant des paramètres géotechniques faibles (catégorie E selon le CNBC 2010), non cohérent, en conditions drainées. Les paramètres variables sont la largeur de traitement pour la zone de sol traité [Figure 10.2], et le taux de remplacement du sol.

Tableau 10.1 Paramètres de modèles de référence

HT	2B				1B	3B
LT	3B		4B		3B	
Ar (%)	20	30	20	30	30	30
Réf :	D1	D2	D3	D4	D5	D6

Les paramètres du sol naturel sont présentés au Tableau 10.2.

Tableau 10.2 Propriétés du sol naturel étudié

	Sable fluvio-glaciaire
$c'$ (kPa)	0
$\phi'$ (°)	30°
$\nu$	0,35
E (MPa)	$f(z)$
$\gamma_H$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,5
$\gamma_T$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\Psi$ (°)	15°

Les paramètres de la structure, présentés au chapitre 9, sont repris dans la Figure 10.1. La pression de contact de la fondation est de 71,4 kPa. Les capacités portantes du sol, dans le cas sismique, en conditions non drainées, pour les villes de Québec et Rivière-du-Loup, sont données dans les Tableaux 9.6 et 9.7.

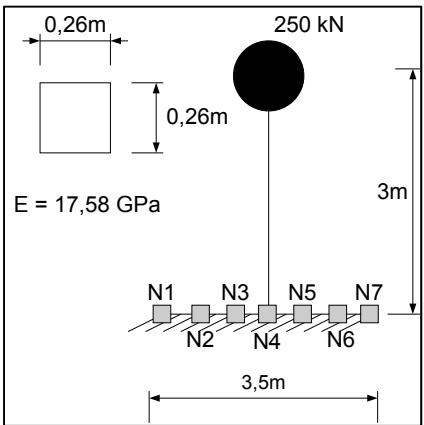


Figure 10.1 Modèle de structure « lollipop »

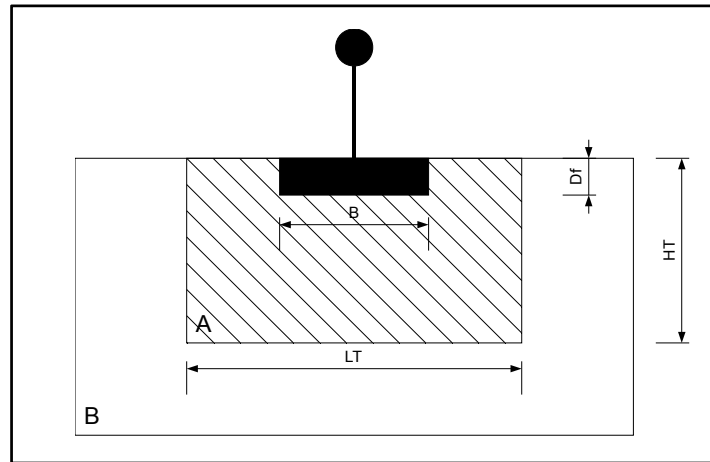


Figure 10.2 Modèle « lollipop » avec zone de sol traité (hachuré)

La Figure 10.3 présente quelques-uns des modèles de référence utilisés dans le cadre de cette étude.

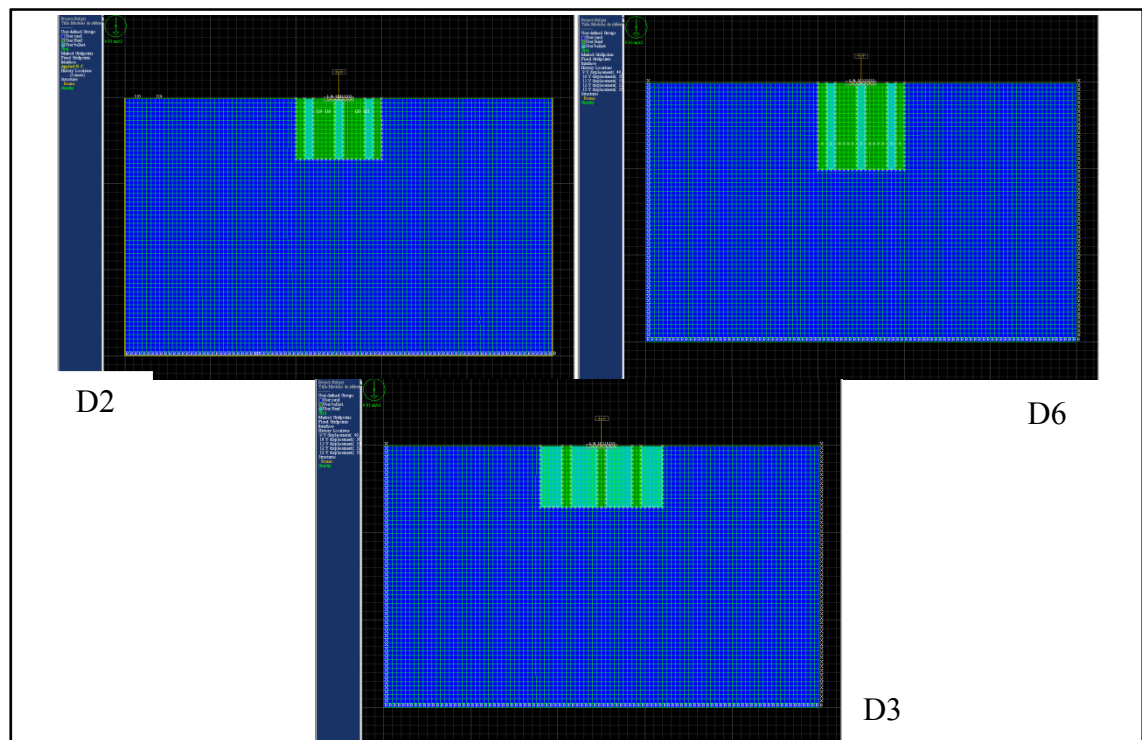


Figure 10.3 Exemples de modèles utilisés : modèles D2, D3 et D6

### 10.1.1 Estimations des propriétés élastiques du sol traité

Dans le Chapitre 7 de cette thèse, où le but était de déterminer la capacité portante en conditions statiques, le problème de l'estimation des propriétés élastique ne s'était pas posé étant donné que la capacité portante d'un sol est uniquement reliée aux paramètres « plastiques » ( $\phi'$ ,  $\psi'$ ,  $c'$ ) pour un sol de type Mohr-Coulomb. Par contre, dans ce chapitre, l'objet est d'étudier le comportement sismique d'une fondation de surface. Ainsi il est primordial d'estimer adéquatement les propriétés élastiques de la zone de sol traitée.

S'il a été envisagé d'utiliser un modèle homogène équivalent, la difficulté et les imprécisions à estimer les paramètres élastiques ont conduit à se tourner vers un modèle hétérogène (au demeurant plus réaliste). Une étude de sensibilité est présentée à ce sujet dans le chapitre 9 (section 9.3.6.). Cette étude a conclu que des paramètres élastiques variant avec la contrainte verticale sont préférables. Le  $(N_1)_{60}$  post traitement, pour le sol situé entre les colonnes de ballast, est estimé avec la méthode de Baez. Les paramètres élastiques en surface, déterminés à partir des équations 9.10 à 9.13, utilisés dans le modèle de sol, sont présentés au Tableau 10.2.

Tableau 10.3 Paramètres élastiques considérés pour les modèles de sol traité

	$(N_1)_{60}$	$K_{2max}$	$\nu$	<b>Gmax</b> <b>(Mpa)</b>	<b>E</b> <b>(Mpa)</b>	<b>K</b> <b>(Mpa)</b>	$\phi'$ <b>(°)</b>
Sol naturel	<b>15</b>	48,88	0,3	15,10	39,25	32,71	30
Sol traité (30%)	40,15	67,65	0,3	20,89	54,32	45,27	38,3
Sol traité (20%)	39,3	67,17	0,3	20,75	53,94	44,95	38,09
Colonnes			0,3	26,54	69	57,50	40

### 10.1.2 Propriétés élastiques des colonnes de ballast

Les propriétés du ballast utilisé dans ce modèle sont tirées de la thèse de Corneille (2007) et présentées au Tableau 10.4.



Tableau 10.4 Paramètres élastiques des colonnes de ballast

<b>E</b>	<b><math>\phi'</math></b>	<b><math>\psi'</math></b>	<b>c'</b>
69 MPa	40 °	6°	0 kPa

Les travaux de Corneille (2007) présentent des analyses paramétriques détaillées dont les principales conclusions et recommandations sont citées ci-dessous :

- il est préférable d'utiliser un modèle Mohr-Coulomb pour représenter le comportement des colonnes de ballast, en deux comme en trois dimensions. Ce type de modèle a une tendance à surestimer légèrement les tassements à faible charge;
- le module d'élasticité du matériau de remplacement influence peu les résultats en termes de tassement, déplacement horizontal, et contrainte verticale totale;
- l'angle de frottement interne du ballast devrait être de 40° ce qui est proche des mesures de laboratoire de Corneille (2007) et du côté conservateur pour le cas d'un matériau ayant un angle de frottement interne supérieur à 40°;
- il est préférable d'utiliser les paramètres non drainés dans le cadre des analyses sismiques
- l'angle de dilatation du matériau de remplacement a peu d'impact sur les résultats d'analyse;
- 75% à 90% du tassement total s'effectue jusqu'à 0,42B de profondeur sur sol naturel, 78% à 90% pour un sol traité par colonnes ballastées (il est possible d'anticiper un traitement de sol relativement peu profond, comme cela a été observé pour l'amélioration de la capacité portante).

### 10.1.3 Tassements calculés et discussion des résultats

Le Tableau 10.5 présente les tassements calculés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 3B : le tassement au centre de la semelle  $\Delta_{\text{cent}}$ , le tassement différentiel à la fin de la sollicitation entre les deux extrémités de la semelle  $\Delta_{\text{diff}}$ , et le tassement différentiel maximal au cours de la sollicitation entre les deux extrémités de la semelle  $\Delta_{\text{diff}_{\text{max}}}$ . Il est possible de remarquer que les tassements enregistrés sont plus faibles

pour le modèle avec un taux de remplacement de 30% que pour le modèle ayant un taux de remplacement de 20%. De tels résultats étaient attendus. Cependant, pour l'accélérogramme de Saguenay, station Chicoutimi Nord, calibré pour la ville de Rivière-du-Loup, cette remarque n'est pas valable. En effet, les tassements au centre de la semelle ( $\Delta_{cent}$ ), et le tassement différentiel final ( $\Delta_{diff}$ ) sont du même ordre de grandeur pour un sol avec un taux de remplacement de 20% que pour un sol avec un taux de remplacement de 30% (25mm contre 26mm), alors que le tassement  $\Delta_{diff_{max}}$  est plus faible (25mm contre 36mm).

Tableau 10.5 Tassements enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 3B

	<b>D1 (Ar=20%)</b>			<b>D2 (Ar=30%)</b>		
	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>
NahQ	21	6	6	18	1	9
NahRdL	62	61	61	37	13	6
SagEboulQ	8	9	9	6	3	8
SagEboulRdL	19	6	12	12	5	15
SagCNQ	16	3	9	13	20	20
SagCNRdL	<b>25</b>	25	<b>25</b>	<b>26</b>	36	<b>36</b>

Le Tableau 10.6 présente les tassements enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 4B. Les tassements enregistrés sont en général plus faibles pour le modèle avec un taux de remplacement de 30% que pour le modèle ayant un taux de remplacement de 20%. À noter également que le tassement au centre de la semelle pour Saguenay, station les Éboulements, calibré pour Rivière-du-Loup est légèrement supérieur pour le modèle avec un taux de remplacement de 30% (25mm) qu'avec un taux de remplacement de 20% (22mm). Pour l'accélérogramme de Nahanni on remarque que le tassement  $\Delta_{diff_{max}}$  est plus grand pour un taux de remplacement de 30% (45mm contre 22mm, et 15mm contre 12mm).

Tableau 10.6 Tassements enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 4B

	<b>D3 (Ar=20%)</b>			<b>D4 (Ar=30%)</b>		
	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>
NahQ	24	5	<b>12</b>	23	11	<b>15</b>
NahRdL	55	<b>22</b>	<b>22</b>	44	<b>45</b>	<b>45</b>
SagEboulQ	10	32	32	5	8	8
SagEboulRdL	<b>22</b>	39	39	<b>25</b>	27	27
SagCNQ	25	47	47	16	3	6
SagCNRdL	32	13	13	24	17	17

Le Tableau 10.7 présente les tassements enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 1B et 3B pour une largeur 3B et un taux de remplacement de 30%. On remarque qu'un traitement sur une hauteur de 3B ne conduit pas nécessairement à des tassements plus faibles qu'un traitement sur une hauteur de 1B. En effet, le traitement du sol sur une hauteur de 3B contribue à la création d'un élément rigide, et donc amortissant moins les vibrations sismiques, ce qui peut accroître le tassement en surface pour certains enregistrements sismiques (Saguenay, Les Éboulements et Chicoutimi Nord, calibrés pour Rivière-du-Loup).

Tableau 10.7 Tassements enregistrés pour le modèle avec sol traité sur un taux de remplacement de 30% et une largeur 3B

	<b>D5 (HT = 1B)</b>			<b>D6 (HT = 3B)</b>		
	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>
NahQ	22	10	10	29	1	7
NahRdL	44	131	131	49	32	33
SagEboulQ	9	26	26	4	2	5
SagEboulRdL	18	<b>9</b>	<b>9</b>	16	<b>82</b>	<b>82</b>
SagCNQ	13	15	15	16	8	8
SagCNRdL	30	<b>26</b>	<b>26</b>	47	<b>65</b>	<b>65</b>

L'ensemble de tassements présentés aux Tableaux 10.5 à 10.7 mettent en évidence que le modèle de sol où les tassements sont les plus faibles est le modèle avec une largeur de la

zone traitée égale à 3B et un taux de remplacement du sol de 30%. En deuxième position arrive le modèle de sol dont la largeur de la zone traitée est 4B et la profondeur 2B ainsi qu'un taux de remplacement de 30%.

Les Tableaux 10.8 à 10.10 présentent les mêmes résultats de tassement que les tableaux 10.4 à 10.6 mais classés par accélérogramme.

Tableau 10.8 Tassements enregistrés pour le séisme de Nahanni

			<b>Nahanni</b>					
			<b>Québec</b>			<b>Rivière du Loup</b>		
<b>HT</b>	<b>LT</b>	<b>Ar</b>	<b><math>\Delta\text{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{diff}_{\text{max}}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{diff}_{\text{max}}</math> (mm)</b>
Naturel			46	18	18	99	130	130
2B	3B	20%	21	6	6	62	61	61
		30%	18	1	9	37	13	6
	4B	20%	24	5	12	55	22	22
		30%	23	11	15	44	45	45
1B	3B	30%	22	10	10	44	131	131
3B		30%	29	1	7	49	32	33

Tableau 10.9 Tassements enregistrés pour le séisme de Saguenay, station Les Éboulements

			<b>Saguenay Les Éboulements</b>					
			<b>Québec</b>			<b>Rivière du Loup</b>		
<b>HT</b>	<b>LT</b>	<b>Ar</b>	<b><math>\Delta\text{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{diff}_{\text{max}}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta\text{diff}_{\text{max}}</math> (mm)</b>
Naturel			16	7	7	46	71	71
2B	3B	20%	8	9	9	19	6	12
		30%	6	3	8	12	5	15
	4B	20%	10	32	32	22	39	39
		30%	5	8	8	25	27	27
1B	3B	30%	9	26	26	18	9	9
3B		30%	4	2	5	16	82	82

Tableau 10.10 Tassements enregistrés pour le séisme de Saguenay, station Chicoutimi Nord

			Saguenay Chicoutimi Nord					
			Québec			Rivière du Loup		
HT	LT	Ar	$\Delta_{cent}$ (mm)	$\Delta_{diff}$ (mm)	$\Delta_{diff_{max}}$ (mm)	$\Delta_{cent}$ (mm)	$\Delta_{diff}$ (mm)	$\Delta_{diff_{max}}$ (mm)
Naturel			23	37	37	55	10	12
2B	3B	20%	16	3	9	25	25	25
		30%	13	20	20	26,0	36,0	36,0
	4B	20%	25	47	47	32	13	13
		30%	16	3	6	24	17	17
1B	3B	30%	13	15	15	30	26	26
3B		30%	16	8	8	47	65	65

L'analyse des résultats présentés aux Tableaux 10.8 à 10.10 permet de tirer plusieurs conclusions :

- de manière générale, plus la zone traitée est grande (en largeur jusqu'à 4B ou en profondeur jusqu'à 3B), plus le tassement sera faible;
- il y a des exceptions à cette constatation : pour certains accélérogrammes, ou pour des calibrations sur les spectres du code pour certaines villes on peut constater que le tassement sera supérieur pour les modèles traités sur une grande largeur que pour des modèles présentant une zone de traitement plus restreinte ( $\Delta_{cent}$  2 fois plus grand la ville de Rivière-du-Loup, lorsque l'on passe d'une largeur de traitement de 3B à 4B, pour un taux de remplacement de 30%);
- un traitement de 1B de profondeur peut être suffisant dans certains cas, mais cette option de traitement est sujette à de fortes variations en fonction de l'accélérogramme choisi et de la ville considérée. Ce traitement est très efficace pour Nahanni, ville de Québec par exemple ( $\Delta_{cent}$  et  $\Delta_{diff}$  divisés par deux), mais tassement différentiel est identique au sol non traité pour l'accélérogramme calibré pour la ville de Rivière-du-Loup;
- quelle que soit l'option de traitement choisie, il y a une amélioration significative du comportement dynamique de la fondation (moins de tassement).

Ces résultats incitent également à faire les recommandations suivantes :

- il est préférable de traiter sur une zone large afin de limiter les tassements (en général le tassement sera environ réduit de moitié par rapport au sol non traité);
- les tassements enregistrés présentent une forte variabilité du fait des problèmes d'amplification liés aux origines des accélérographes eux-mêmes, à la ville sur lesquels ils ont été calibrés et aux propriétés du sol choisies. En conséquence il est recommandé de faire une étude détaillée à l'aide d'un logiciel de différences finies pour mieux évaluer les tassements en fonction des conditions locales. Dans l'impossibilité de faire cette étude, il est recommandé de faire des hypothèses conservatrices. L'analyse des résultats dans les paragraphes suivants permet d'établir certaines directives en ce sens.

Les Figures 10.5 à 10.10 présentent sous forme graphique les résultats introduits par les Tableaux 10.7 à 10.9, soient les tassements obtenus selon les différents accélérographes. Les courbes N1 à N7 des Figures 10.5 à 10.10 représentent le déplacement vertical de chaque nœud de la fondation [Figure 10.4].

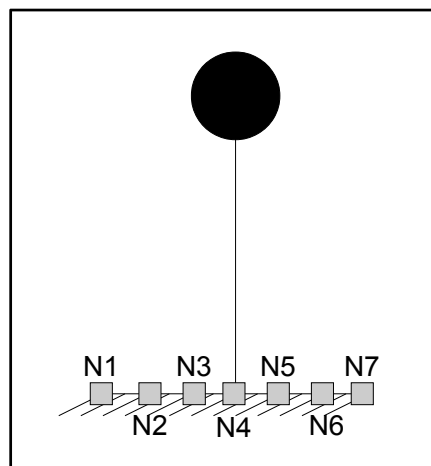


Figure 10.4 Nœuds de la fondation

La Figure 10.5 montre comment interpréter la position de la fondation en fonction des courbes de tassement données dans les Figures 10.6 à 10.11. Il n'a pour vocation que d'aider le lecteur à interpréter les résultats, sans en apporter en tant au tel. Lorsque les courbes N1 et N7 se croisent (ou sont confondues) cela signifie que la semelle est parfaitement horizontale.

Si les courbes ne sont pas confondues à la fin de l'enregistrement cela représente une fondation avec un tassement différentiel entre les nœuds extrémités (N1 et N7) [Figure 10.5].

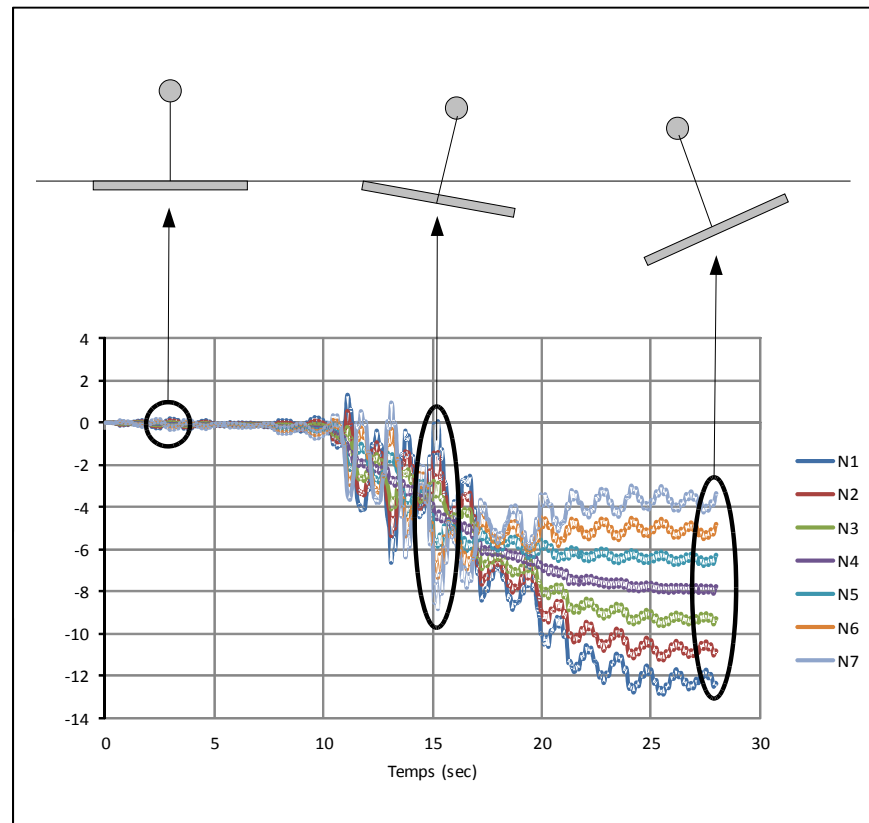


Figure 10.5 Interprétation des graphiques

Les graphes de la Figure 10.6 permettent de voir que le comportement de la fondation est différent en fonction du type de traitement : certaines options de traitement permettent de limiter le tassement moyen de la fondation, mais peuvent engendrer un tassement différentiel important ( $HT=2B$ ,  $LT=4B$  et  $Ar=30\%$  notamment : cela se remarque par l'écart important entre les nœuds N1 et N7 à la fin de la sollicitation). Ainsi, suivant ce que l'on cherche à privilégier, il peut être plus avantageux de choisir un traitement sur une hauteur moins importante (si on cherche à limiter le tassement moyen de la semelle et que l'inclinaison de celle-ci à la fin de la sollicitation sismique ne pose pas de problème).

Quel que soit le séisme, la ville pour laquelle il a été calibré et l'option de traitement choisie, les Figures 10.5 à 10.10 montrent une nette amélioration du comportement sismique pour le sol traité vis-à-vis du sol naturel.

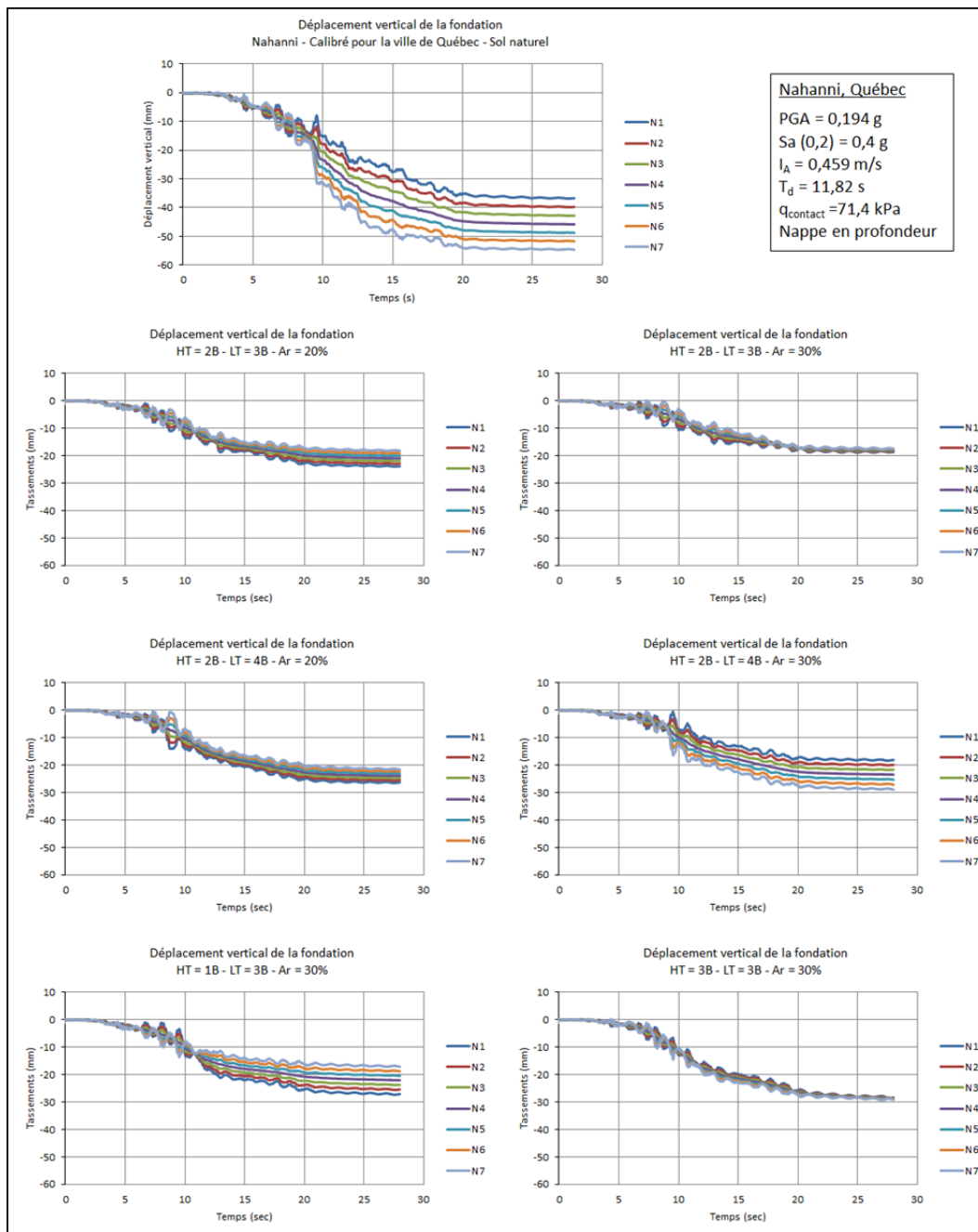


Figure 10.6 Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Nahanni, calibré pour la Ville de Québec



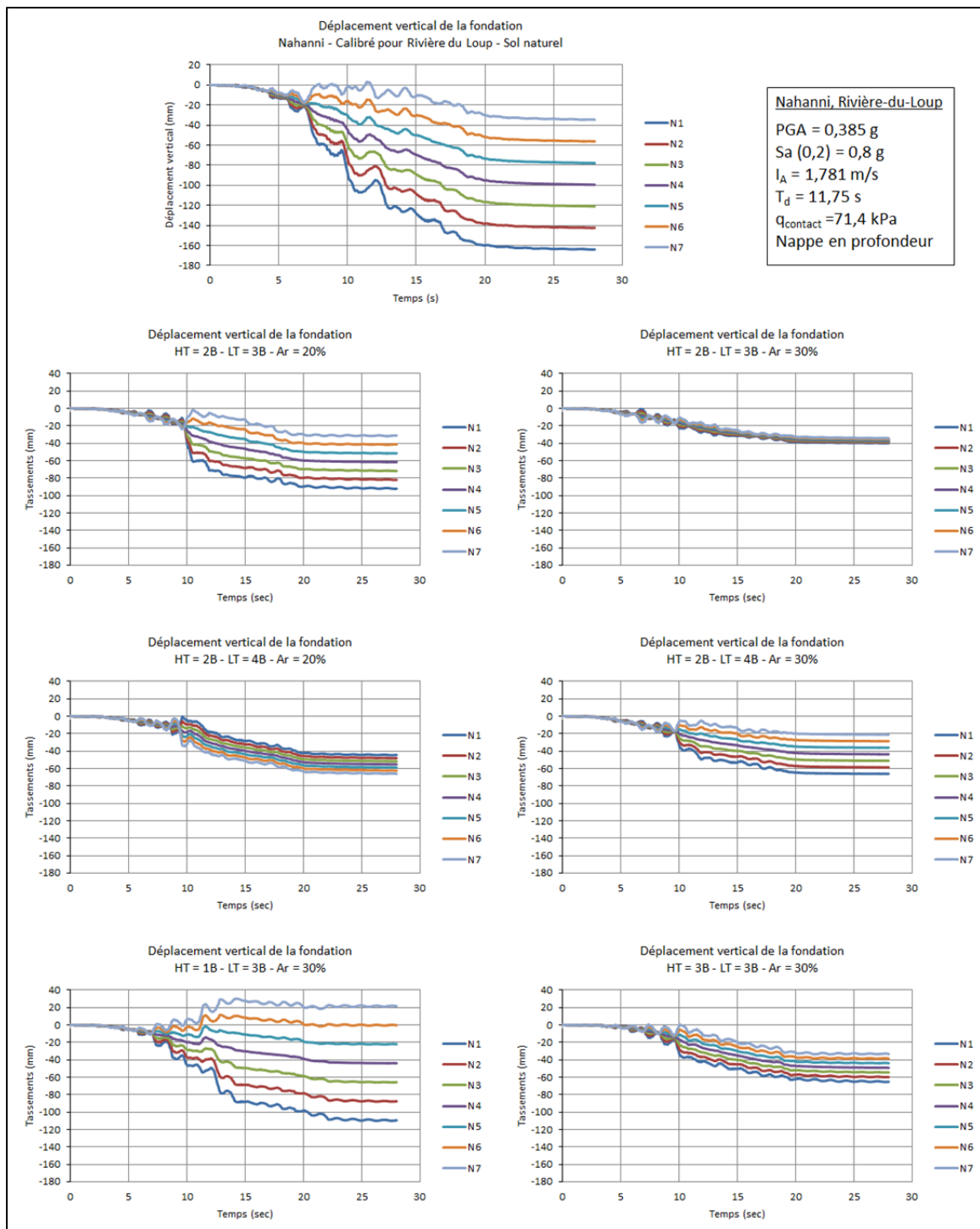


Figure 10.7 Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Nahanni, calibré pour Rivière du Loup

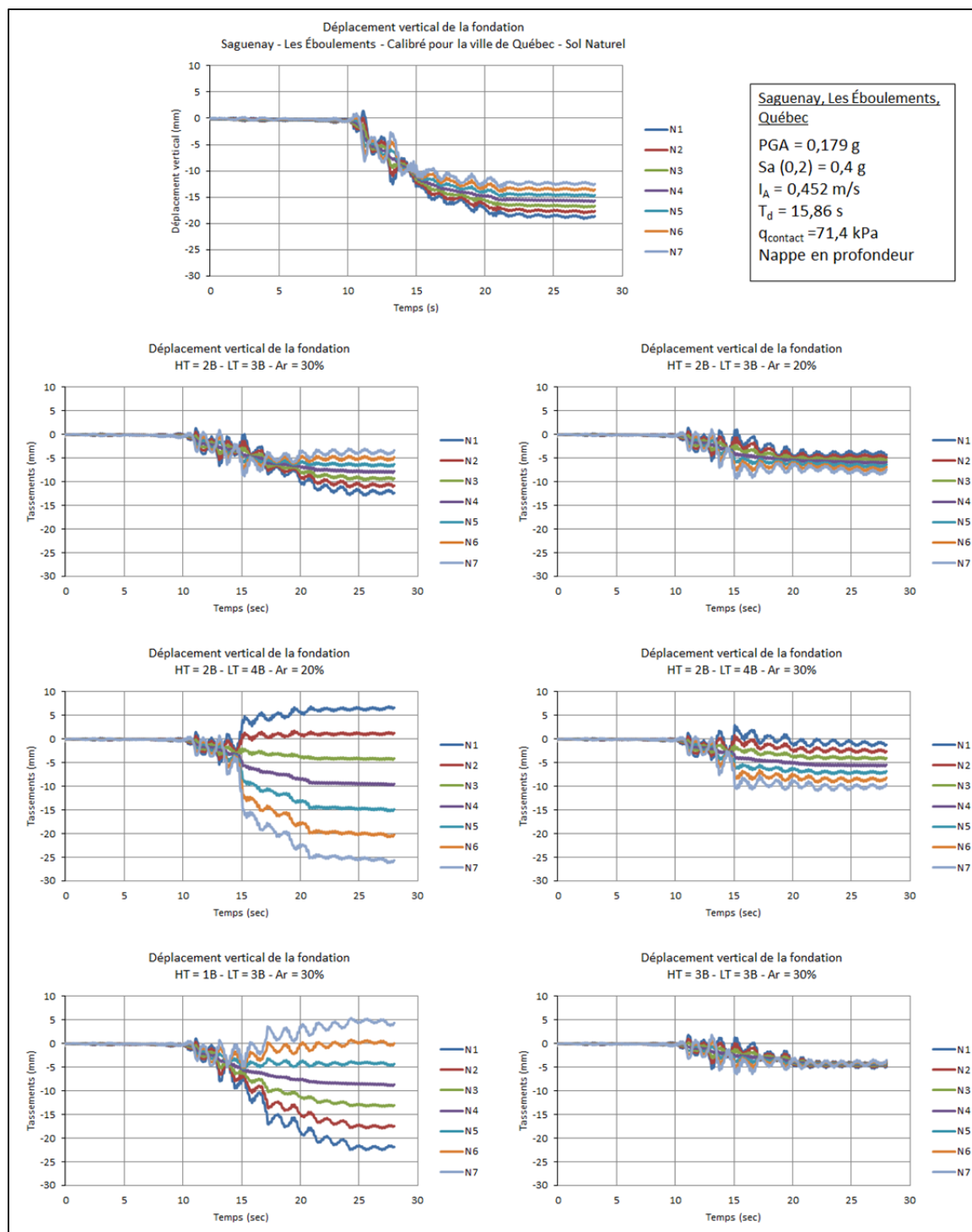


Figure 10.8 Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Saguenay, Les Éboulements, calibré pour la Ville de Québec

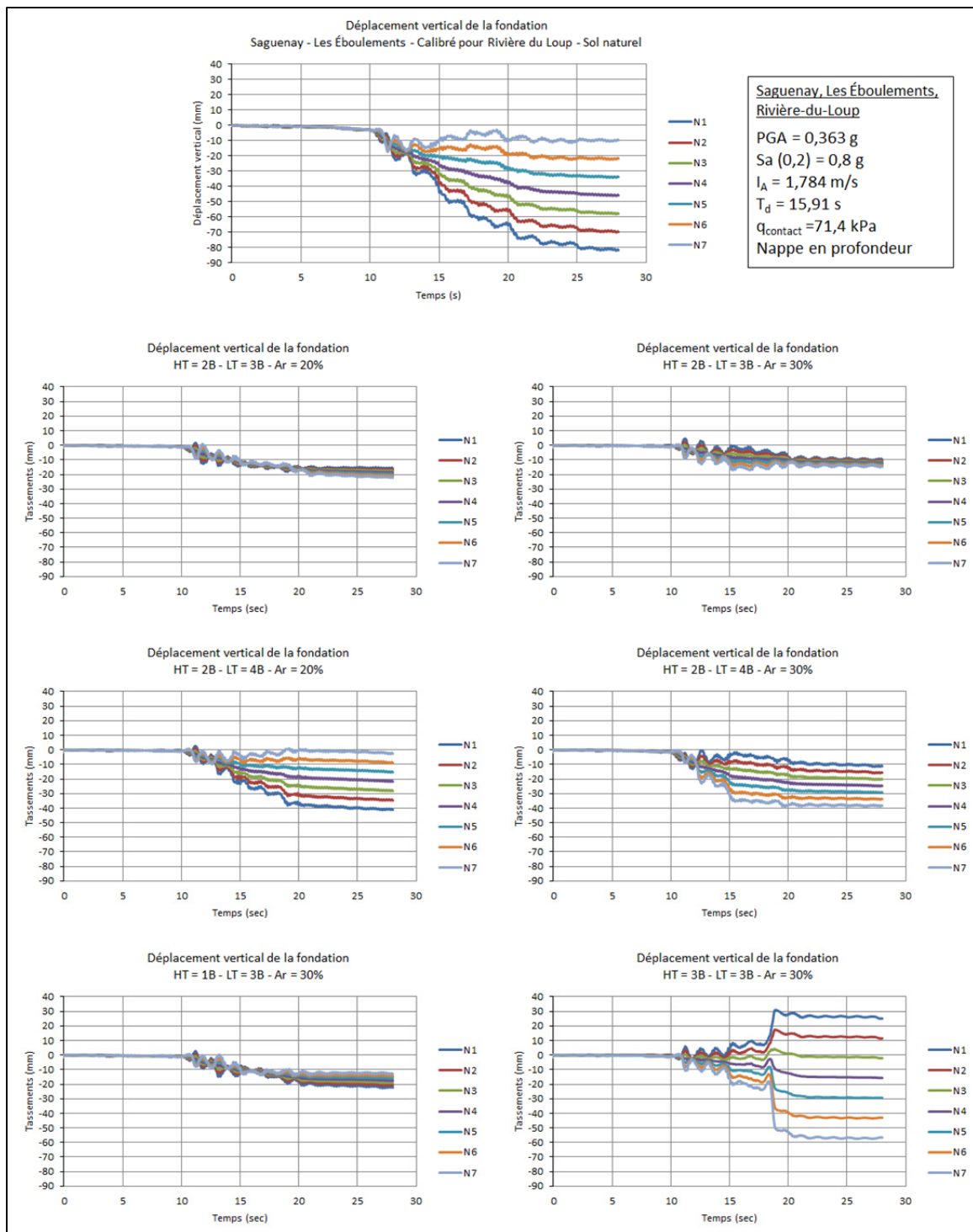


Figure 10.9 Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Saguenay, Les Éboulements, calibré pour Rivière du Loup

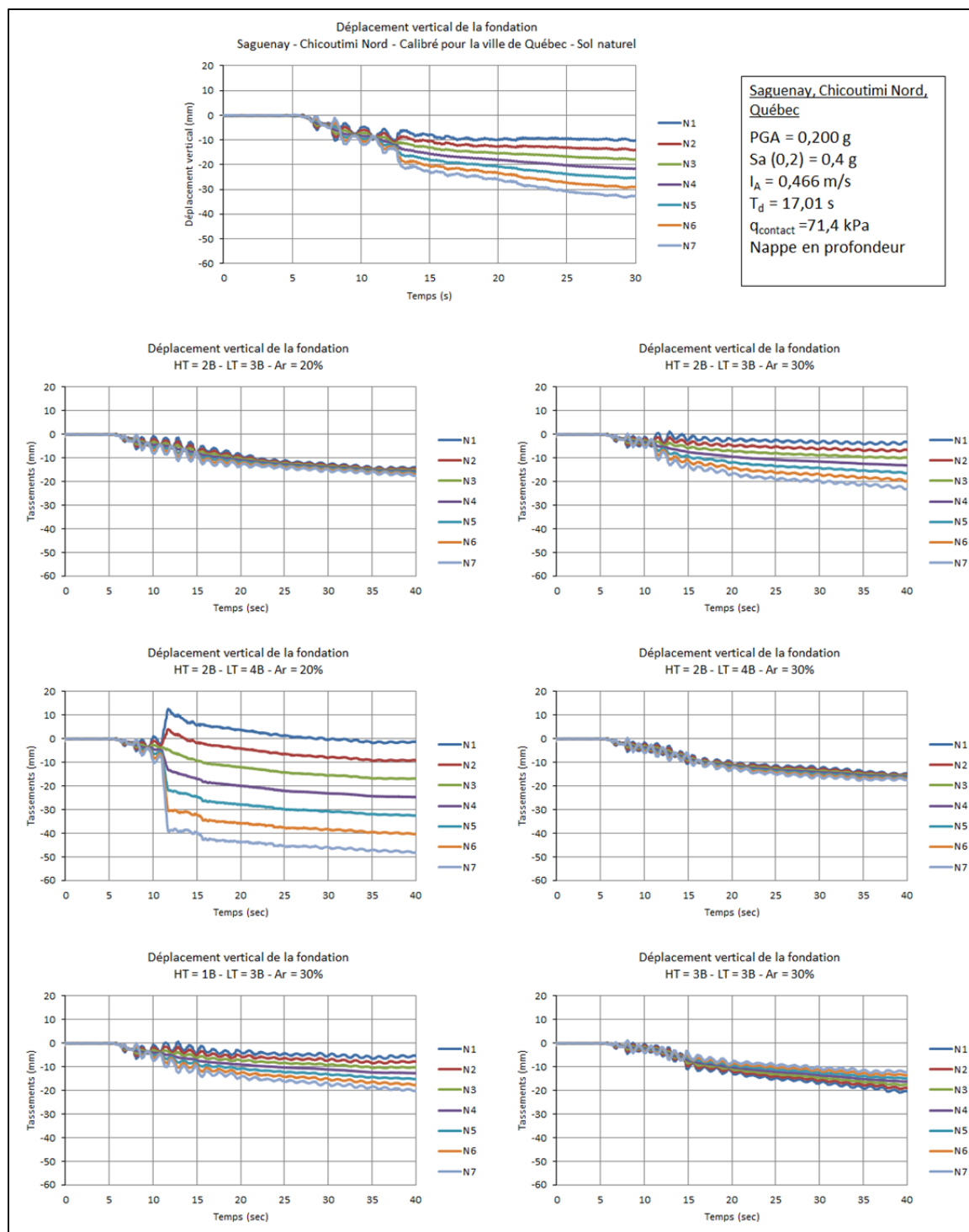


Figure 10.10 Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Saguenay, Chicoutimi Nord, calibré pour la Ville de Québec

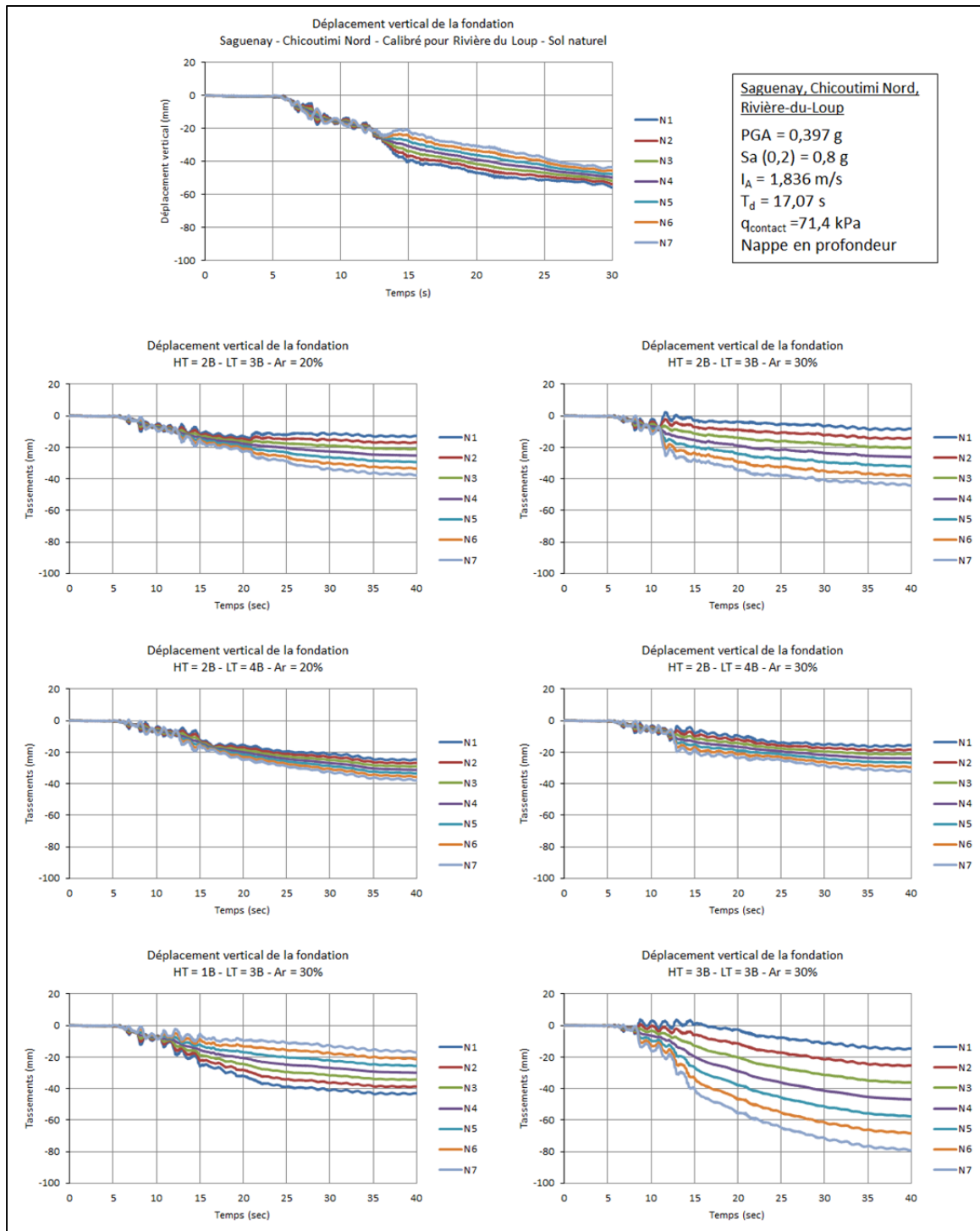


Figure 10.11 Tassements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour l'accélérogramme de Saguenay, Chicoutimi Nord, calibré pour Rivière du Loup

#### 10.1.4 Accélérations calculées et discussion des résultats

Cette section présente les accélérations enregistrées à différentes hauteurs sur le modèle, dans la zone traitée et non traitée, et discute de l'amplification en fonction de la position du point d'enregistrement dans le sol.

La Figure 10.12 montre les points où les accélérographes ont été enregistrés sur le modèle avec une zone traitée de  $2B$  en profondeur,  $4B$  en largeur, pour un taux de remplacement de 20%.

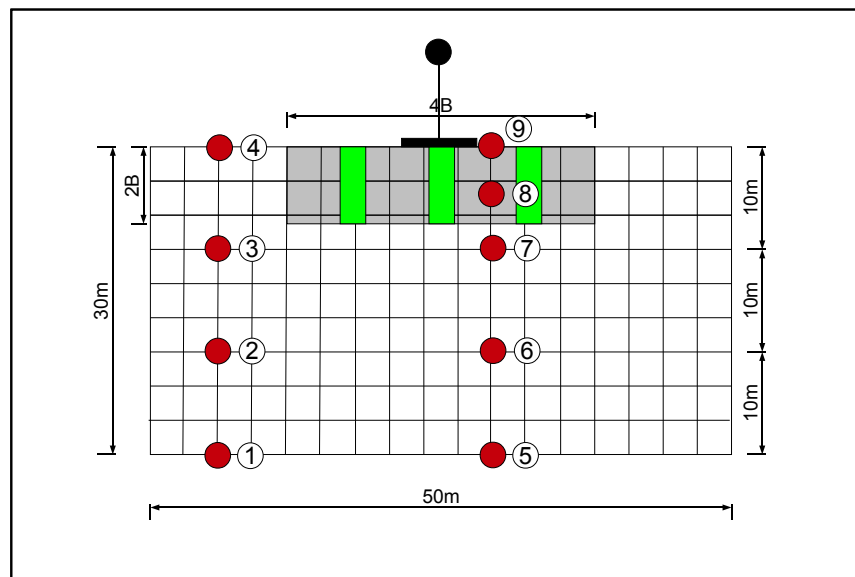


Figure 10.12 Points où les accélérographes ont été enregistrés

Les Figures 10.13 à 10.16 présentent les accélérogrammes enregistrés aux points 1 à 9 pour les séismes de Nahanni et Saguenay, Chicoutimi Nord, calibrés pour la ville de Rivière-du-Loup. On observe une amplification de l'accélération maximale en surface (aussi bien sur le côté du modèle, entre les points 1 et 4, qu'au centre, entre les points 5 et 9) et également une très nette amplification pour des périodes comprises entre 0,25 et 0,7 secondes (jusqu'à 155%). Ce type de résultat est très classique pour les sols souples et a été observé à de nombreuses reprises (notamment lors du séisme de Mexico en 1985). Pour ce qui est des différences, il est possible de noter que l'amplification est un peu plus importante pour le

séisme de Saguenay, Chicoutimi Nord que pour Nahanni, pour des périodes comprises entre 0,25 et 0,7 secondes [Figure 10.13 et Figure 10.15].

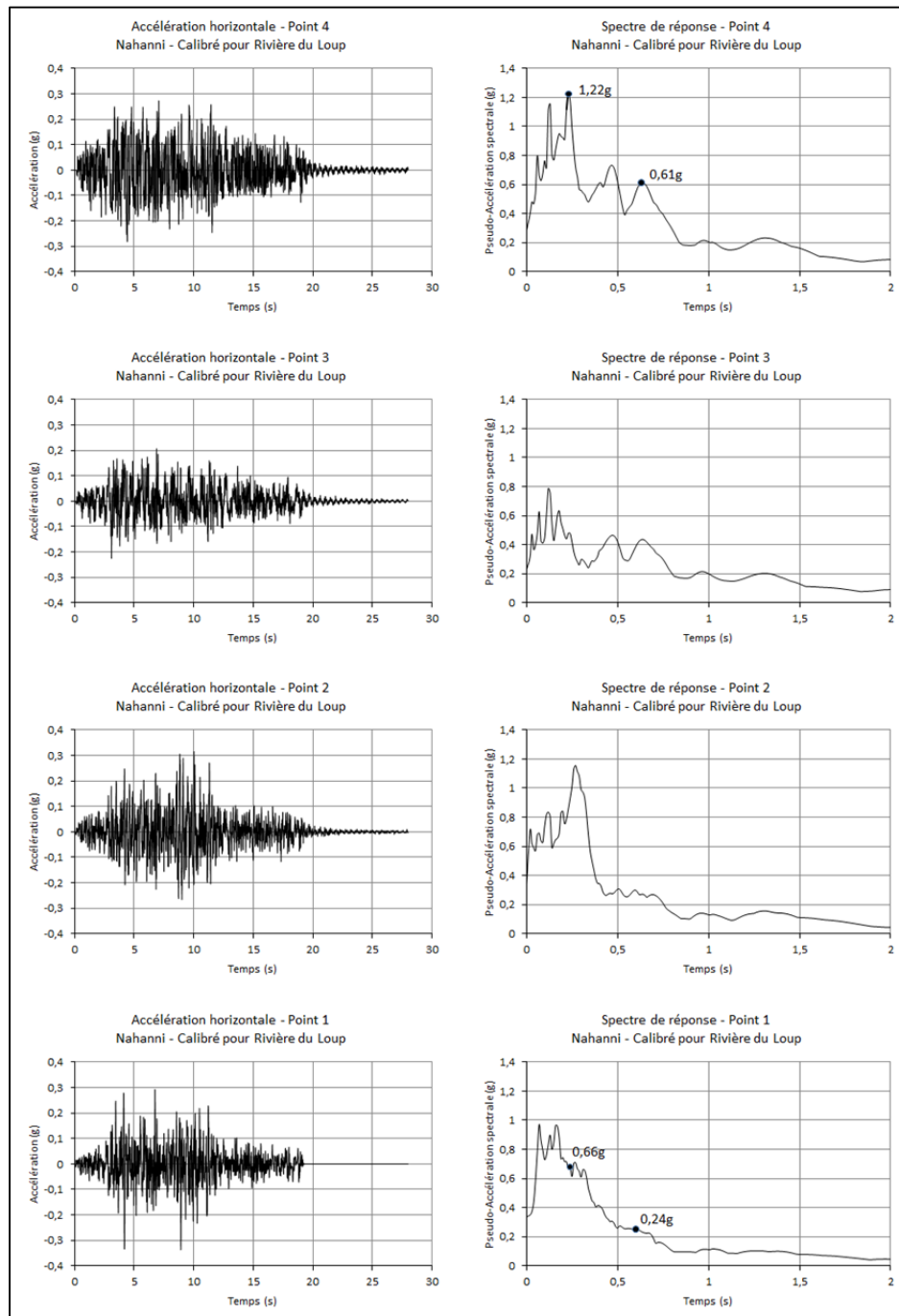


Figure 10.13 Accélérographes et spectres de réponse sur le côté du modèle 2B\_4B\_20%, Nahanni, Calibré pour Rivière-du-Loup

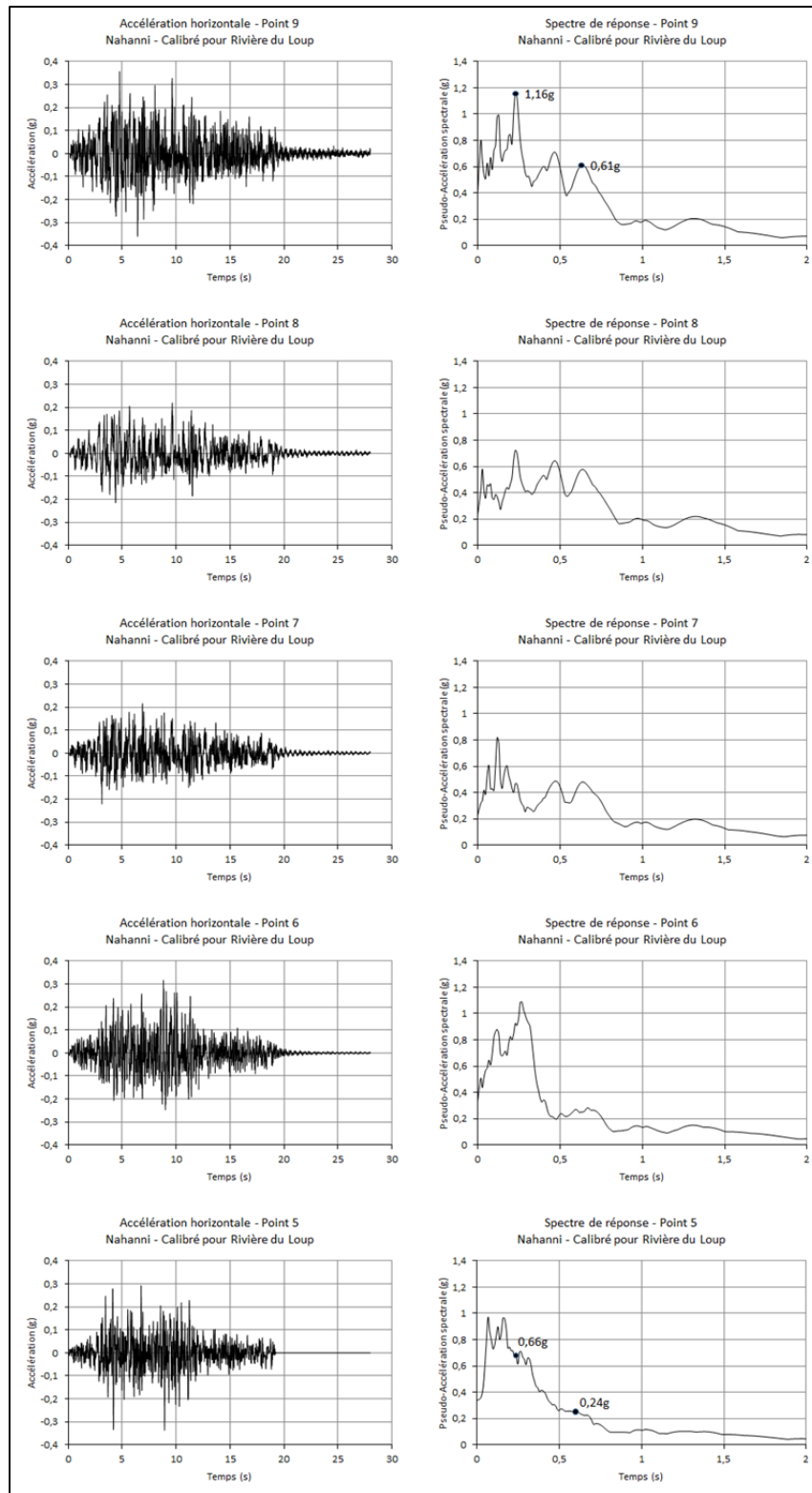


Figure 10.14 Accélérogrammes et spectres de réponse au centre du modèle 2B\_4B\_20%, Nahanni, Calibré pour Rivière-du-Loup



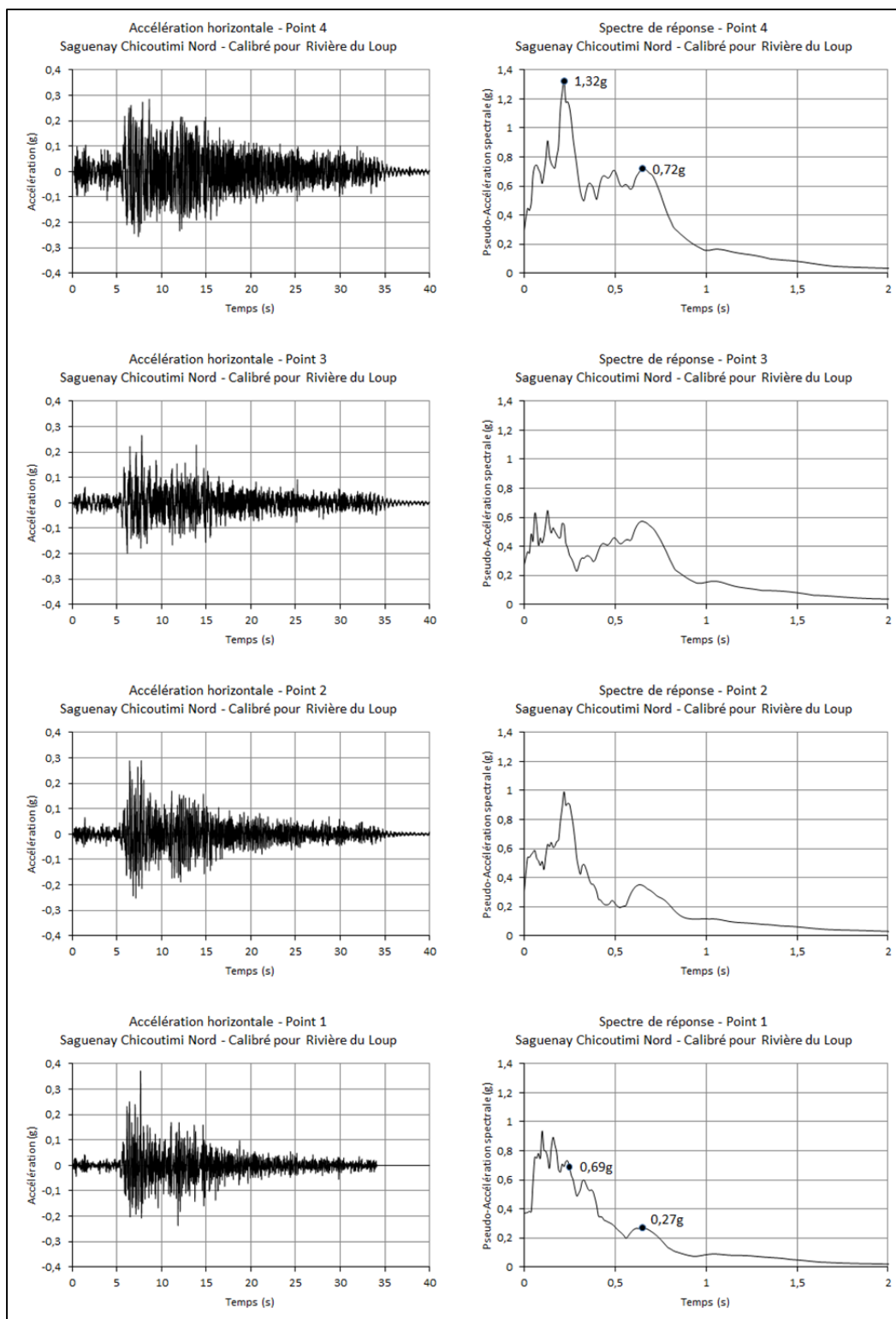


Figure 10.15 Accélérogrammes et spectres de réponse sur le côté du modèle 2B\_4B\_20%, Saguenay Chicoutimi Nord, Calibré pour Rivière-du-Loup

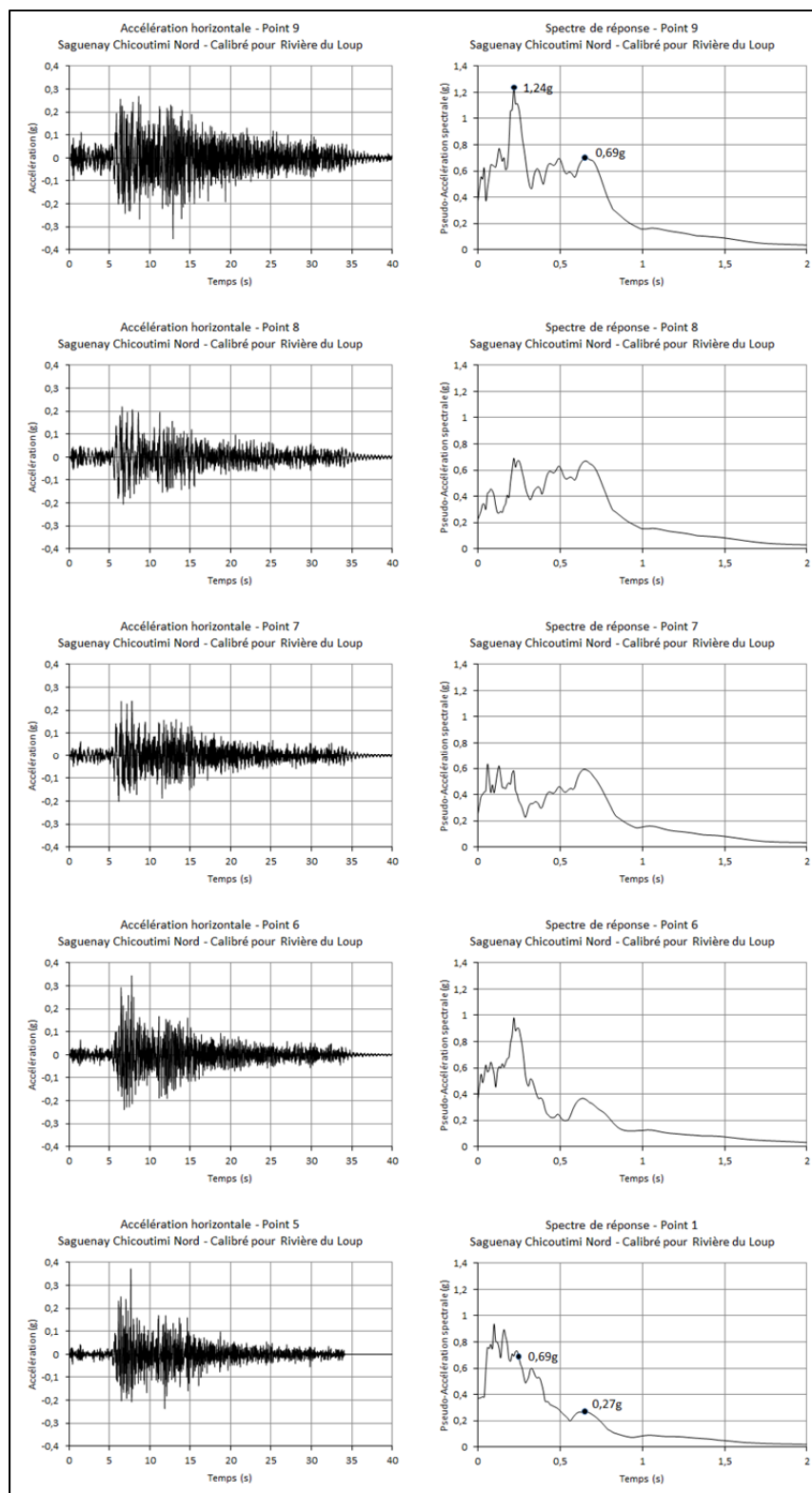


Figure 10.16 Accélérogrammes et spectres de réponse au centre du modèle 2B\_4B\_20%, Saguenay Chicoutimi Nord, Calibré pour Rivière-du-Loup

## 10.2      **Modèle et conditions étudiées avec nappe en surface (sol saturé)**

Afin d'étudier de manière réaliste le comportement sismique d'une fondation superficielle reposant sur un sol saturé, il est nécessaire d'estimer correctement les paramètres de résistance du sol en conditions non drainée. Les deux types d'analyse standard pour un sol sont l'analyse en contraintes effectives et l'analyse en contraintes totales. Un troisième type d'analyse peut être envisagé : l'analyse en résistance non drainée. En termes d'équivalence avec les essais triaxiaux, l'analyse en contraintes effectives représente un essai consolidé drainé, l'analyse en résistance non drainée est représentative d'un essai consolidé non-drainé (Ladd, 1991).

L'analyse en résistance non drainée considère les contraintes effectives in situ comme des contraintes de consolidation qui sont utilisées pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé  $c_u$  (Ladd, 1991). À la différence d'une analyse en contraintes totales, où  $c_u = q_f$ , une analyse en résistance non drainée va considérer  $c_u = q_f \cos \phi'$ , ce qui est une hypothèse correcte pour les zones passives et actives du mécanisme de Coulomb, et conservateur dans le cas d'une mode de rupture circulaire (Ladd, 1991).

La difficulté réside donc dans l'estimation de la résistance au cisaillement non drainé  $c_u$ , qui est fonction de l'historique de contrainte (et qui par conséquent varie lors d'une construction par étapes ou lors du chargement d'une semelle). L'estimation de  $c_u$  en fonction de l'historique de contrainte est présentée dans la section 10.2.1.

Les 10 modèles, inventoriés au Tableau 10.11 serviront de référence pour les analyses en conditions non drainées. Ces modèles représentent le cas, idéalisé, d'un sol pauvre (catégorie D ou E selon le CNBC 2010), non cohérent, avec nappe en surface. Les paramètres variables sont la largeur de traitement pour la zone de sol traité [Figure 10.2], et le taux de remplacement du sol.

Tableau 10.11 Paramètres de modèles utilisés

HT	1B	2B						3B	4B	
LT	3B	3B		4B		6B		3B	6B	
Ar (%)	30	20	30	20	30	20	30	30	20	30
Réf :	ND1	ND2	ND3	ND4	ND5	ND6	ND7	ND8	ND9	ND10

Les paramètres du sol naturel sont présentés au Tableau 10.2.

### 10.2.1 Estimation des propriétés géotechniques du sol avec nappe en surface

Les paramètres élastiques du sol, avec nappe phréatique en surface, sont estimées par la même méthode que celle présentée en section 9.3.6 [Équations 9.10 à 9.13]. La résistance au cisaillement non drainé quant à elle, est estimée grâce à l'équation 10.1. Les détails de cette méthode sont présentés ci-après.

La Figure 10.17 présente le rapport de surconsolidation et le rapport de résistance en fonction de la profondeur pour les sols cohésifs. L'allure des deux courbes laisse présager l'existence d'un lien entre le rapport de résistance et le rapport de surconsolidation. Plusieurs chercheurs se sont intéressés à la relation liant le rapport de surconsolidation au rapport de résistance  $c_u/\sigma'_{vc}$  : cette relation est illustrée par l'Équation 10.1.

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = S(OCR)^m \quad (10.1)$$

Dans l'Équation 10.5, S est le rapport de résistance pour le sol normalement consolidé, et ce rapport est parfois pris constant et égal à une valeur définie empiriquement. Plusieurs études ont porté sur la détermination des paramètres m et S pour les argiles. Pour les sables saturés, on n'observe pas en général de surconsolidation et la résistance au cisaillement non drainé est en général calculée avec un taux de surconsolidation compris entre 1 et 1.5. Dans cette étude le rapport présenté à l'équation 10.2 a été considéré (équivalent à un sol quasi normalement consolidé).

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = 0,33 \quad (10.2)$$

L'annexe VIII présente un résumé des études portant sur les paramètres  $S$  et  $m$  à considérer pour estimer la résistance au cisaillement non drainé dans le cas des argiles surconsolidées.

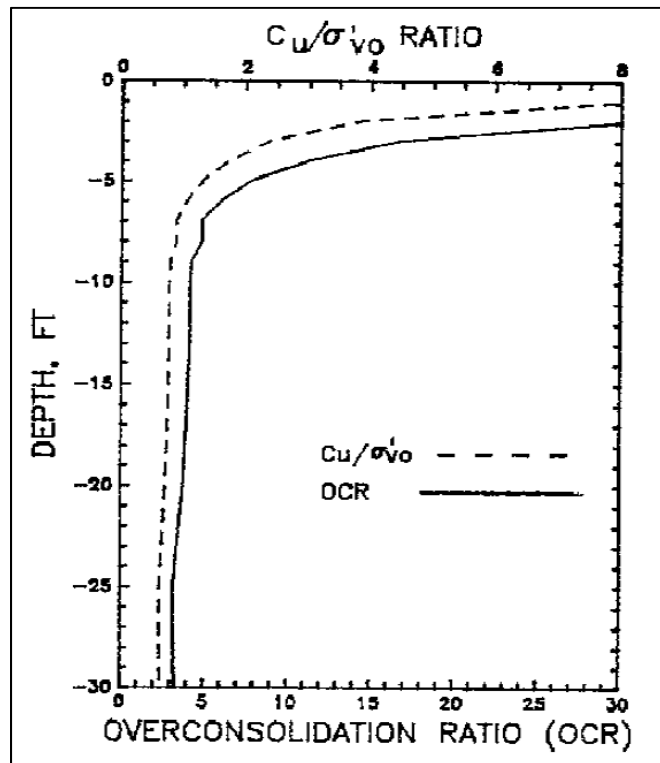


Figure 10.17 Rapports de surconsolidation et de résistance en fonction de la profondeur, pour les argiles.  
Tirée de USACE (1992)

### 10.2.2 Particularités et limites de la modélisation avec FLAC pour les sols saturés

La modélisation d'un sol saturé soumis à une sollicitation sismique est une tâche complexe. Dans le logiciel FLAC, il est possible de considérer ou non l'écoulement de l'eau dans le sol et de modéliser à chaque pas de calcul les pressions de pores résultant du cisaillement engendré par la sollicitation sismique : ceci se fait en utilisant l'option *gflow*. Pour amener le sol dans son état de contrainte plusieurs étapes sont nécessaires :

- 1) modélisation de la grille, sans nappe  
 ⇒ équilibre statique mécanique (calcul des contraintes)
- 2) mise en place du traitement, sans nappe (zone avec plus forte porosité, permettant le drainage)  
 ⇒ équilibre statique mécanique (calcul des contraintes)
- 3) mise en place de la nappe  
 ⇒ équilibre statique pour le drainage, pas de calcul mécanique (*flow=on, mech=off*)
- 4) construction de la semelle, sans drainage (instantanée comparativement au temps de drainage)  
 ⇒ équilibre statique mécanique, sans drainage (calcul des contraintes et pressions de pores : *flow=off, mech=on*)
- 5) construction du lolipop, sans drainage (instantanée comparativement au temps de drainage)  
 ⇒ équilibre statique mécanique, sans drainage (calcul des contraintes et pressions de pores : *flow=off, mech=on*)
- 6) drainage du sol (long terme, évacuation des pressions de pores : *flow=on, mech=off*)
- 7) simulation couplée en conditions sismiques  
 ⇒ équilibre mécanique et drainage en même temps (*flow=on, mech=on*)

Le problème apparaissant avec cette méthode est le temps de calcul requis. En effet le pas de calcul est de l'ordre de  $10^{-12}$  secondes ce qui signifie un temps de simulation de plus de 200h pour un accélérogramme de 38 secondes comme celui de Chicoutimi Nord. Ce temps de calcul pose une limite à l'étude paramétrique envisagée. Ainsi une autre option a été considérée, à l'étape 7, la simulation dynamique n'est pas couplée (*flow=on, mech=on*), mais conduite en conditions non drainées (*flow=off, mech=on*) puisque le drainage n'aura pas le temps de s'effectuer sur la durée du séisme. Dans l'idéal il faudrait permettre le drainage dans la partie traitée du sol, mais dans FLAC l'écoulement se fait dans toute la grille ou nulle part. Par contre, pour représenter le fait que la zone améliorée est « drainée », ses paramètres géotechniques restent inchangés, alors que pour la partie non drainée du sol (zone non

traitée) on fait le calcul de la résistance au cisaillement non drainé. La Figure 10.18 présente schématiquement les paramètres considérés pour la modélisation avec nappe en surface.

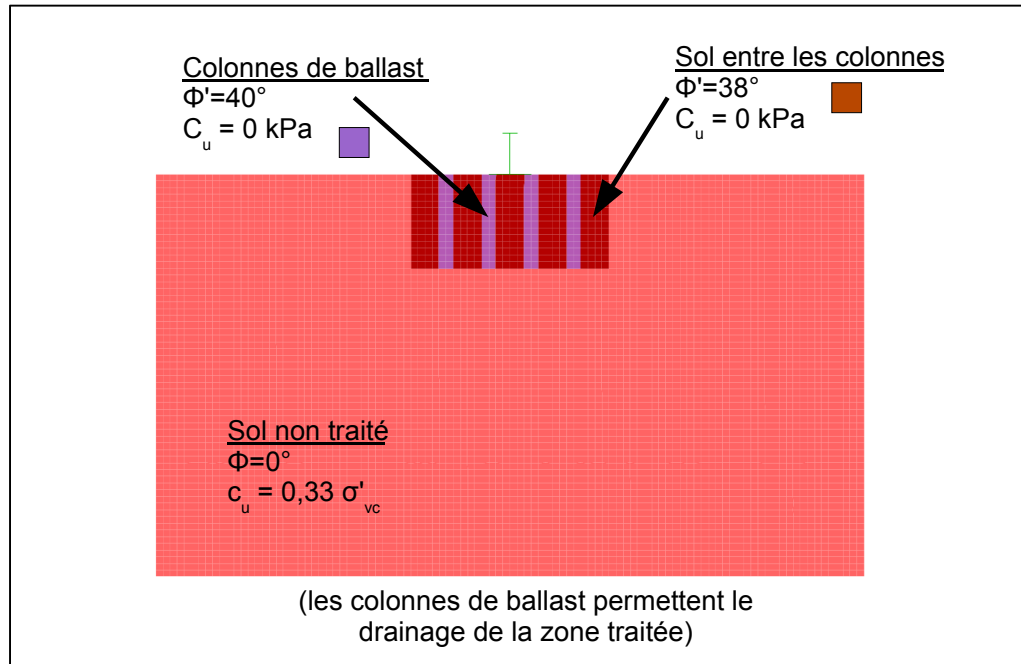


Figure 10.18 Modèle aux différences finies pour le sol avec nappe en surface

### 10.2.3 Déplacements verticaux enregistrés et discussion des résultats

Cette section présente les résultats obtenus sur les modèles avec nappe phréatique en surface. Le Tableau 10.12 présente les déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur  $2B$  et une largeur  $3B$ . Les déplacements verticaux enregistrés sont plus faibles pour le modèle avec un taux de remplacement de 30% que pour le modèle ayant un taux de remplacement de 20% dans le cas des accélérographes calibrés pour la ville de Québec. De tels résultats étaient attendus. Cependant, pour les accélérographes calibrés pour la ville de Rivière-du-Loup, c'est la situation inverse que l'on peut constater. En effet, les déplacements verticaux au centre de la semelle, et le déplacement vertical différentiel final sont plus faibles pour un sol avec un taux de remplacement de 20% que pour un sol avec un taux de remplacement de 30% (en gras dans le Tableau 10.11).

Tableau 10.12 Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 3B

	ND2 (Ar=20%)			ND3 (Ar=30%)		
	$\Delta_{\text{cent}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}_{\text{max}}}$ (mm)	$\Delta_{\text{cent}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}_{\text{max}}}$ (mm)
NahQ	2,0	10,8	10,8	2,0	1,4	8,7
NahRdL	<b>6,5</b>	<b>18,0</b>	<b>18,0</b>	<b>7,8</b>	<b>36,8</b>	<b>36,8</b>
SagEboulQ	2,0	11,2	11,2	1,1	4,5	4,6
SagEboulRdL	<b>5,6</b>	<b>9,1</b>	<b>14,4</b>	<b>6,0</b>	<b>20,4</b>	<b>20,4</b>
SagCNQ	0,6	0,1	5,2	0,8	1,3	5,4
SagCNRdL	<b>2,9</b>	<b>6,3</b>	<b>8,4</b>	<b>4,0</b>	<b>8,8</b>	<b>9,4</b>

Le Tableau 10.13 présente les déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 4B. Les déplacements verticaux enregistrés sont plus faibles pour le modèle avec un taux de remplacement de 30% que pour le modèle ayant un taux de remplacement de 20% à l'exception du déplacements vertical différentiel pour Saguenay Chicoutimi Nord ( $\Delta_{\text{diff}}$ ), calibré pour la ville de Québec (8,2mm contre 0,4mm) et du  $\Delta_{\text{diff}_{\text{max}}}$  pour Nahanni, calibré pour la ville de Québec (7,3mm contre 6,9mm).

Tableau 10.13 Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 4B

	ND4 (Ar=20%)			ND5 (Ar=30%)		
	$\Delta_{\text{cent}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}_{\text{max}}}$ (mm)	$\Delta_{\text{cent}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}}$ (mm)	$\Delta_{\text{diff}_{\text{max}}}$ (mm)
NahQ	1	1,7	<b>6,9</b>	0,8	0,5	<b>7,3</b>
NahRdL	9,8	84,6	84,6	7,7	44,3	44,3
SagEboulQ	2,7	15,9	15,9	0,9	4,8	6,4
SagEboulRdL	8,3	0,7	11,8	5,4	2,2	11,1
SagCNQ	1	<b>0,4</b>	<b>4,9</b>	0,7	<b>8,2</b>	<b>8,2</b>
SagCNRdL	3,5	10,6	10,6	3,7	9	9,5

Le Tableau 10.13 présente les déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 1B et 3B pour une largeur 3B et un taux de remplacement de 30%. Un traitement sur une hauteur de 3B ne conduit pas nécessairement à des déplacements



verticaux plus faibles qu'un traitement sur une hauteur de 1B : le déplacement vertical est plus faible quand HT=3B uniquement pour les accélérogrammes calibrés pour la ville de Québec. En effet, le traitement du sol sur une hauteur de 3B contribue à la création d'un élément rigide, et donc amortissant moins les vibrations sismiques, ce qui peut accroître le déplacement vertical en surface pour certains enregistrements sismiques, ce qui est le cas pour les accélérogrammes calibrés pour la ville de Rivière-du-Loup (en gras dans le Tableau 10.14).

Tableau 10.14 Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur un taux de remplacement de 30% et une largeur 3B

	ND1 (HT=1B)			ND8 (HT=3B)		
	$\Delta_{cent}$ (mm)	$\Delta_{diff}$ (mm)	$\Delta_{diff_{max}}$ (mm)	$\Delta_{cent}$ (mm)	$\Delta_{diff}$ (mm)	$\Delta_{diff_{max}}$ (mm)
NahQ	0,9	8,6	8,6	0,2	6,5	6,5
NahRdL	<b>4,5</b>	<b>30,6</b>	<b>30,6</b>	<b>15,3</b>	<b>85,4</b>	<b>85,4</b>
SagEboulQ	0,5	3,8	6,1	0,7	1	4
SagEboulRdL	<b>2,2</b>	<b>8,8</b>	<b>8,8</b>	<b>7,6</b>	<b>32,8</b>	<b>32,8</b>
SagCNQ	rupture			2,1	7,6	7,6
SagCNRdL	<b>2,1</b>	<b>12,6</b>	<b>12,6</b>	<b>6,2</b>	<b>13,4</b>	<b>13,4</b>

Le Tableau 10.14 présente les déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 6B. Les déplacements verticaux enregistrés sont peu plus faibles pour le modèle avec un taux de remplacement de 30% que pour le modèle ayant un taux de remplacement de 20% lorsque les accélérogrammes sont calibrés pour la ville de Québec. Cependant l'écart est souvent peu significatif, indiquant qu'à de telles largeurs de traitement, le taux de remplacement du sol a un impact moins important sur le déplacement vertical en surface pour les accélérations relativement faibles. Par contre pour les accélérogrammes calibrés pour la ville de Rivière-du-Loup, les déplacements verticaux sont plus importants lorsque le taux de remplacement est de 30%.

Tableau 10.15 Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 2B et une largeur 6B

	ND6 (Ar=20%)			ND7 (Ar=30%)		
	$\Delta_{cent}$ (mm)	$\Delta_{diff}$ (mm)	$\Delta_{diff_{max}}$ (mm)	$\Delta_{cent}$ (mm)	$\Delta_{diff}$ (mm)	$\Delta_{diff_{max}}$ (mm)
NahQ	0,7	3,6	<b>6,1</b>	0,8	3,2	<b>7,8</b>
NahRdL	<b>5,7</b>	<b>3,9</b>	<b>8,8</b>	<b>8,4</b>	<b>37,1</b>	<b>37,1</b>
SagEboulQ	0,4	2,5	5,2	0,7	2,7	4,7
SagEboulRdL	<b>4,6</b>	<b>20,1</b>	<b>20,1</b>	<b>5,4</b>	<b>22,2</b>	<b>22,2</b>
SagCNQ	0,7	0,5	4,9	0,5	1,5	4,6
SagCNRdL	<b>1,4</b>	1	<b>7,8</b>	<b>3,7</b>	0,2	<b>8,1</b>

Le Tableau 10.16 présente les déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 4B et une largeur 6B. Les déplacements verticaux enregistrés sont généralement plus faibles pour le modèle avec un taux de remplacement de 30% que pour le modèle ayant un taux de remplacement de 20%. Il y a une exception pour l'accélérogramme de Nahanni, calibré pour la ville de Rivière-du-Loup, les déplacements verticaux sont plus grands lorsque le taux de remplacement est de 30% (40,3 mm contre 31,3 mm pour  $\Delta_{diff_{max}}$ ).

Tableau 10.16 Déplacements verticaux enregistrés pour le modèle avec sol traité sur une profondeur 4B et une largeur 6B

	ND9 (Ar=20%)			ND10 (Ar=30%)		
	$\Delta_{cent}$ (mm)	$\Delta_{diff}$ (mm)	$\Delta_{diff_{max}}$ (mm)	$\Delta_{cent}$ (mm)	$\Delta_{diff}$ (mm)	$\Delta_{diff_{max}}$ (mm)
NahQ	1,2	1,6	6,1	0,7	4,1	5,4
NahRdL	<b>7,5</b>	<b>31,3</b>	<b>31,3</b>	<b>9,8</b>	<b>40,3</b>	<b>40,3</b>
SagEboulQ	0,6	1,5	5,4	0,9	5,7	6,9
SagEboulRdL	5,4	15,7	15,7	6,7	0,5	8,4
SagCNQ	1,1	0,2	5,1	0,1	1,1	5,2
SagCNRdL	7,4	14,9	14,9	7,7	10	10

Les Tableaux 10.16 à 10.18 présentent les mêmes résultats de déplacement vertical que les tableaux 10.11 à 10.15 mais classés par accélérogramme. Les Tableaux 10.16 à 10.18

permettent de remarquer que les modèle de sol où les déplacements verticaux sont les plus faibles sont généralement les modèle avec une largeur de de traitement de 6B.

Tableau 10.17 Déplacements verticaux enregistrés pour le séisme de Nahanni

			<b>Nahanni</b>					
			<b>Québec</b>			<b>Rivière du Loup</b>		
<b>HT</b>	<b>LT</b>	<b>Ar</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>
Naturel			0,6	0,6	11,1	Rupture		
2B	3B	20%	2	10,8	10,8	6,5	18	18
		30%	2	1,4	8,7	7,8	36,8	36,8
	4B	20%	1	1,7	6,9	9,8	84,6	84,6
		30%	0,8	0,5	7,3	7,7	44,3	44,3
	6B	20%	0,7	3,6	6,1	5,7	3,9	8,8
		30%	0,8	3,2	7,8	8,4	37,1	37,1
1B	3B	30%	0,9	8,6	8,6	4,5	30,6	30,6
3B		30%	0,2	6,5	6,5	15,3	85,4	85,4
4B	6B	20%	1,2	1,6	6,1	7,5	31,3	31,3
		30%	0,7	4,1	5,4	9,8	40,3	40,3

Tableau 10.18 Déplacements verticaux enregistrés pour le séisme de Saguenay, station Les Éboulements

			<b>Saguenay Les Éboulements</b>					
			<b>Québec</b>			<b>Rivière du Loup</b>		
<b>HT</b>	<b>LT</b>	<b>Ar</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>
Naturel			Rupture			Rupture		
2B	3B	20%	2	11,2	11,2	5,6	9,1	14,4
		30%	1,1	4,5	4,6	6	20,4	20,4
	4B	20%	2,7	15,9	15,9	8,3	0,7	11,8
		30%	0,9	4,8	6,4	5,4	2,2	11,1
	6B	20%	0,4	2,5	5,2	4,6	20,1	20,1
		30%	0,7	2,7	4,7	5,4	22,2	22,2
1B	3B	30%	0,5	3,8	6,1	2,2	8,8	8,8
3B		30%	0,7	1	4	7,6	32,8	32,8
4B	6B	20%	0,6	1,5	5,4	5,4	15,7	15,7
		30%	0,9	5,7	6,9	7,7	10	10

Tableau 10.19 Déplacements verticaux enregistrés pour le séisme de Saguenay, station Chicoutimi Nord

			<b>Saguenay Chicoutimi Nord</b>					
			<b>Québec</b>			<b>Rivière du Loup</b>		
<b>HT</b>	<b>LT</b>	<b>Ar</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{cent}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{diff_{max}}</math> (mm)</b>
Naturel			0,5	13,3	13,3	Rupture		
2B	3B	20%	0,6	0,1	5,2	2,9	6,3	8,4
		30%	0,8	1,3	5,4	4,0	8,8	9,4
	4B	20%	1	0,4	4,9	3,5	10,6	10,6
		30%	0,7	8,2	8,2	3,7	9	9,5
	6B	20%	0,7	0,5	4,9	1,4	1	7,8
		30%	0,5	1,5	4,6	3,7	0,2	8,1
1B	3B	30%	rupture			2,1	12,6	12,6
3B		30%	2,1	7,6	7,6	6,2	13,4	13,4
4B	6B	20%	1,1	0,2	5,1	7,4	14,9	14,9
		30%	0,1	1,1	5,2	7,7	10	10

Les tableaux 10.12 à 10.19 permettent de tirer plusieurs conclusions, qui sont semblables à celles pour un sol avec nappe en profondeur :

- de manière générale, plus la zone traitée est grande (en largeur ou en profondeur), plus le déplacement vertical sera faible;
- il y a des exceptions à cette constatation, notamment pour les accélérogrammes calibrés pour la ville de Rivière-du-Loup;
- un traitement de 1B donne des résultats variables;
- quelle que soit l'option de traitement choisie, il y a une amélioration significative du comportement sismique de la fondation;
- la plupart du temps (4 cas sur 6), on arrive à la rupture en conditions non drainées, pour le sol naturel : le traitement de sol permet d'éviter la rupture dans tous les cas sauf un (profondeur de traitement de 1B).

Ces résultats incitent également à faire quelques recommandations :

- il faut traiter le sol sur une zone large afin de limiter les déplacements verticaux;
- il est difficile d'anticiper les résultats sans faire d'analyse avec un logiciel de différences finies.

Les Figures 10.19 à 10.29 présentent sous forme graphique les résultats introduits par les Tableaux 10.12 à 10.19, soient les déplacements verticaux obtenus selon les différents accélérogrammes. Les graphes permettent de voir que le comportement de la fondation est différent en fonction du type de traitement : certaines options de traitement permettent de limiter le déplacement vertical moyen de la fondation, mais peuvent engendrer un déplacement vertical différentiel. Ainsi, suivant ce que l'on cherche à privilégier, il peut être plus avantageux de choisir un traitement sur une hauteur moins importante (si on cherche à limiter le déplacement vertical moyen de la semelle et que l'inclinaison de celle-ci à la fin de la sollicitation sismique ne pose pas de problème).

Quel que soit le séisme, la ville pour laquelle il a été calibré et l'option de traitement choisie, on note une nette amélioration du comportement sismique pour le sol traité vis-à-vis du sol naturel.

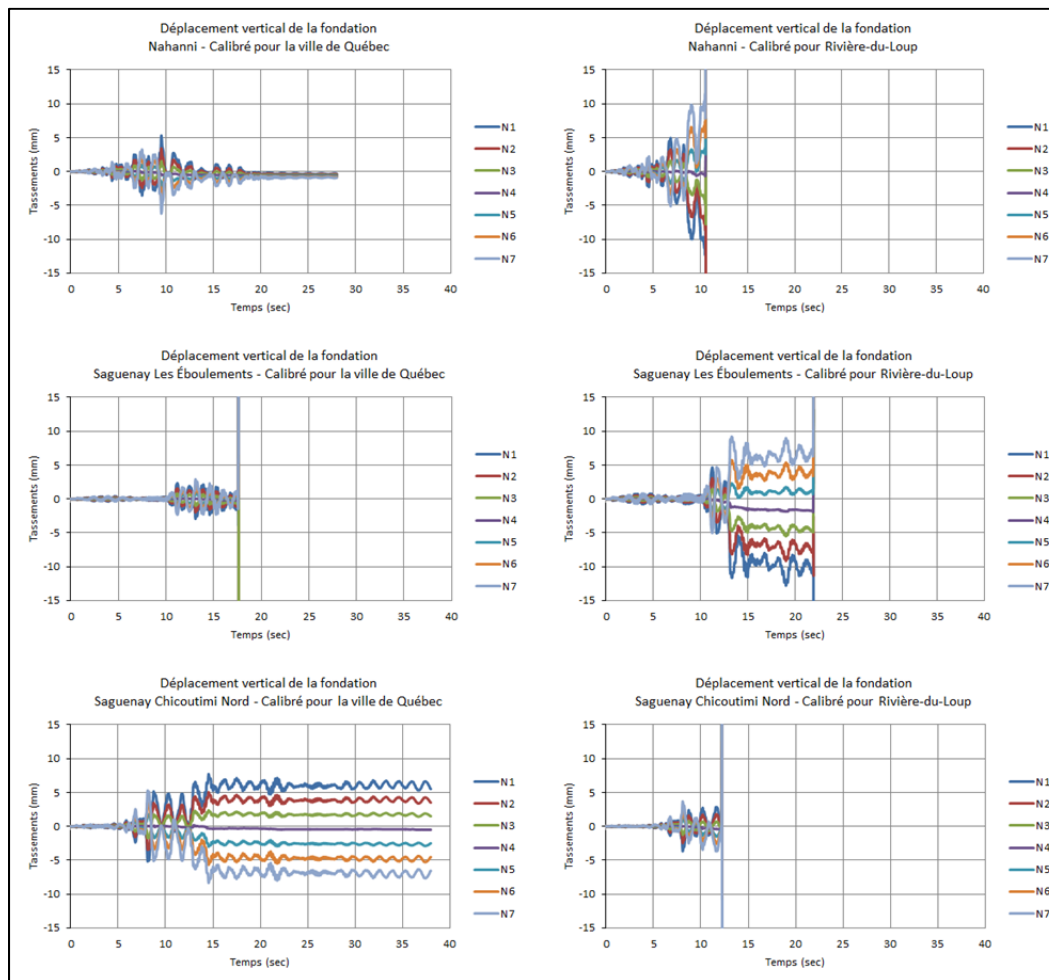


Figure 10.19 Déplacements enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle sur sol naturel

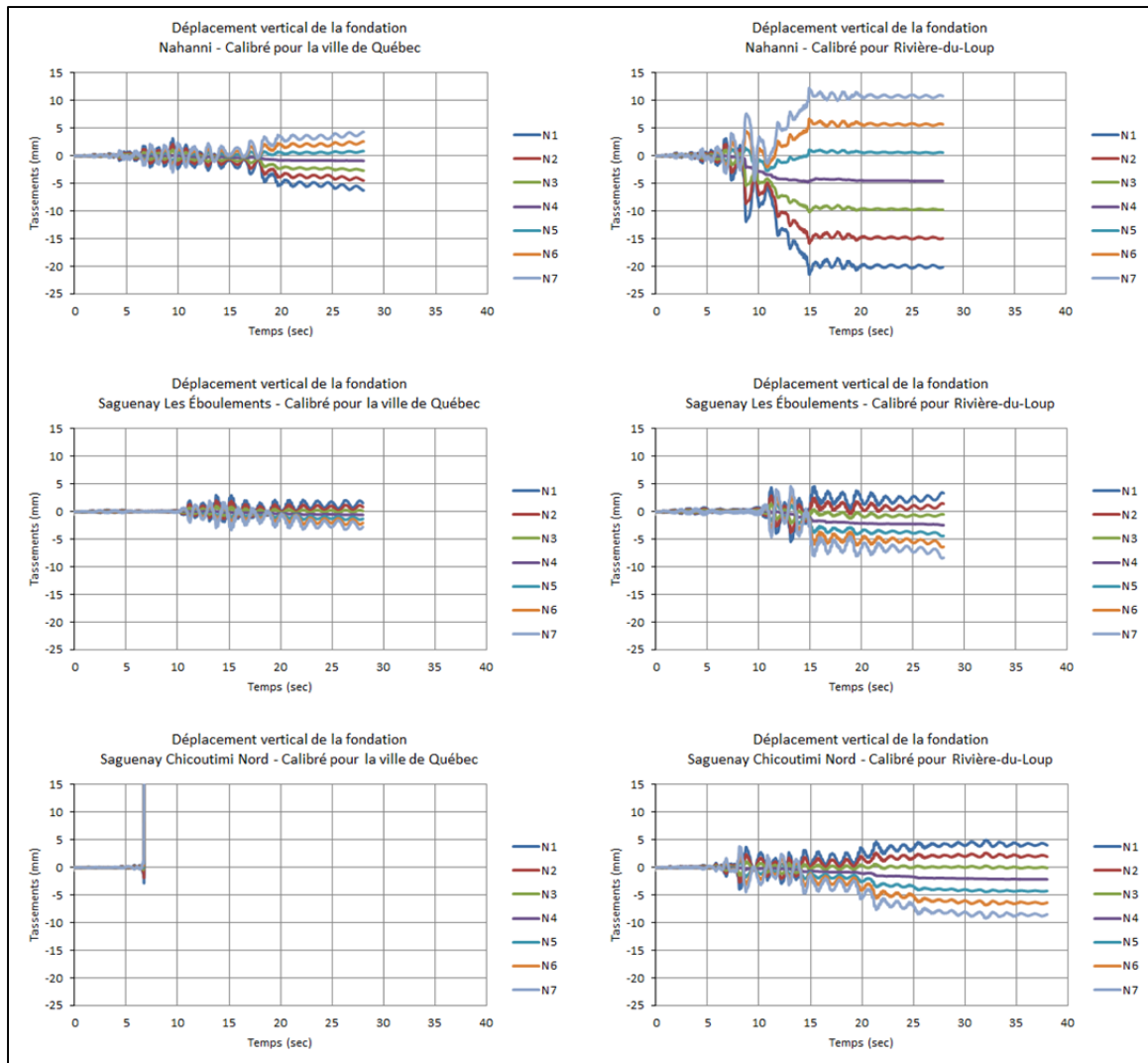


Figure 10.20 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 1B et une largeur de 3B, avec un taux de remplacement de 30%

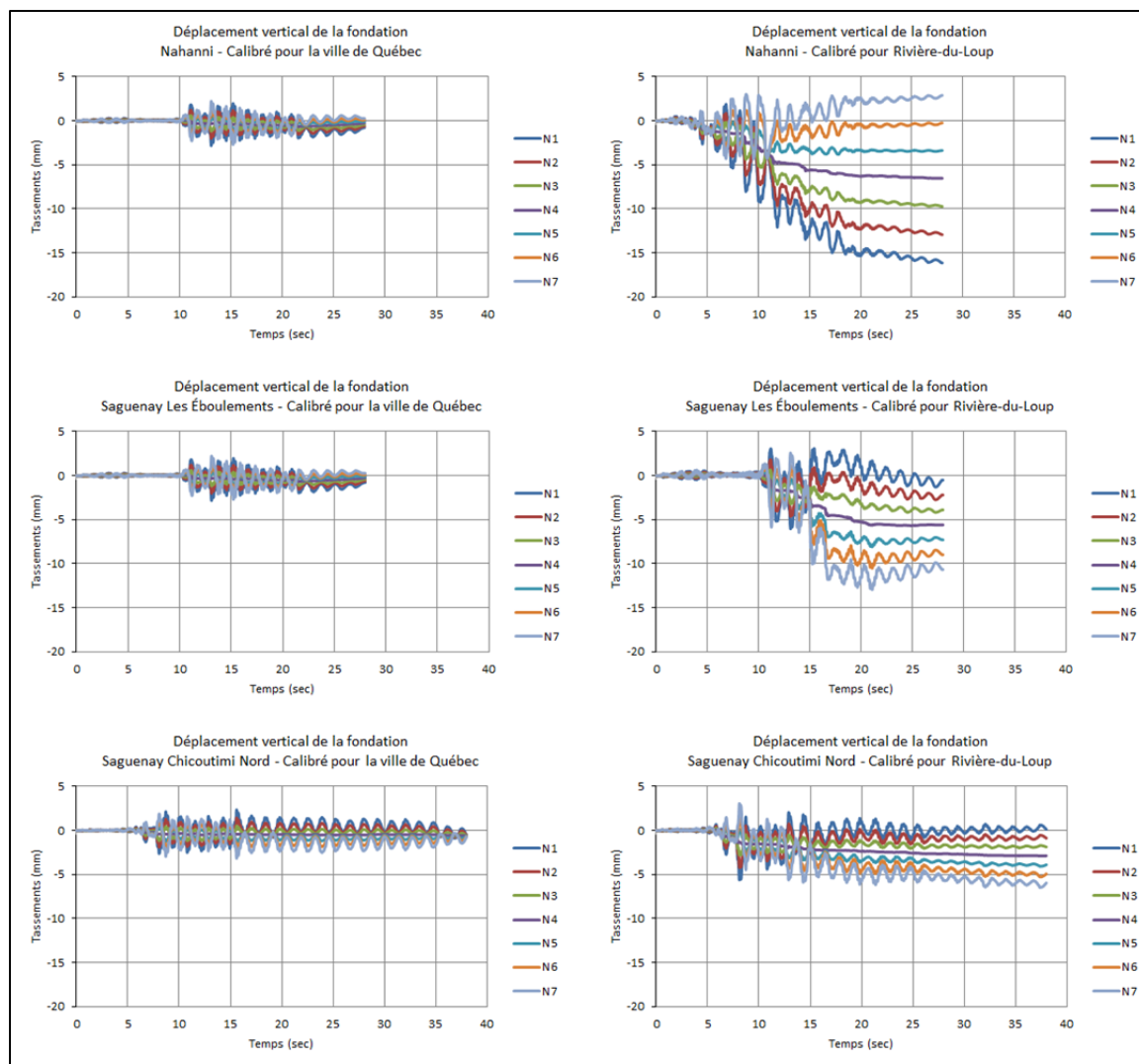


Figure 10.21 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de  $2B$  et une largeur de  $3B$ , avec un taux de remplacement de 20%



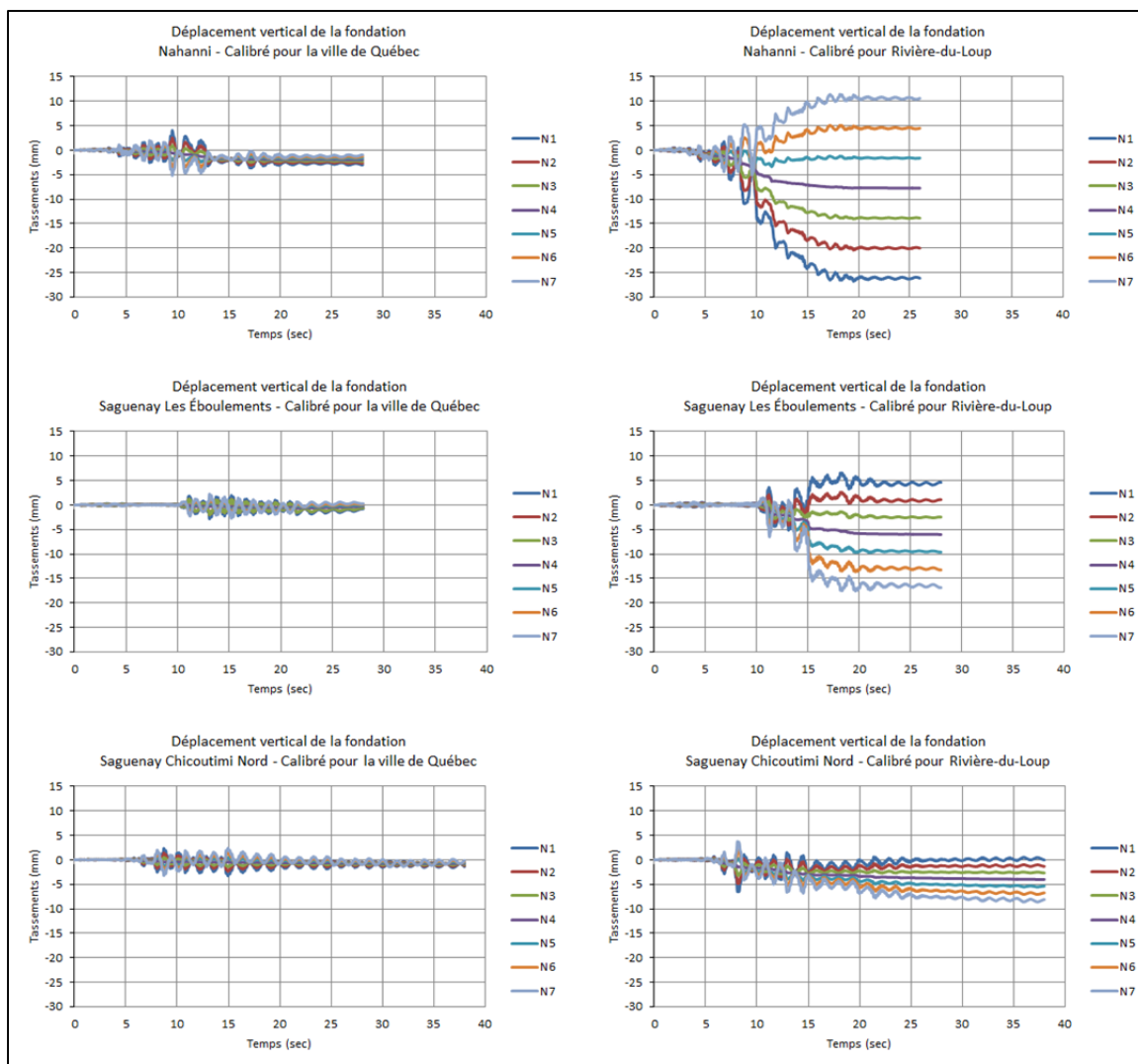


Figure 10.22 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 2B et une largeur de 3B, avec un taux de remplacement de 30%

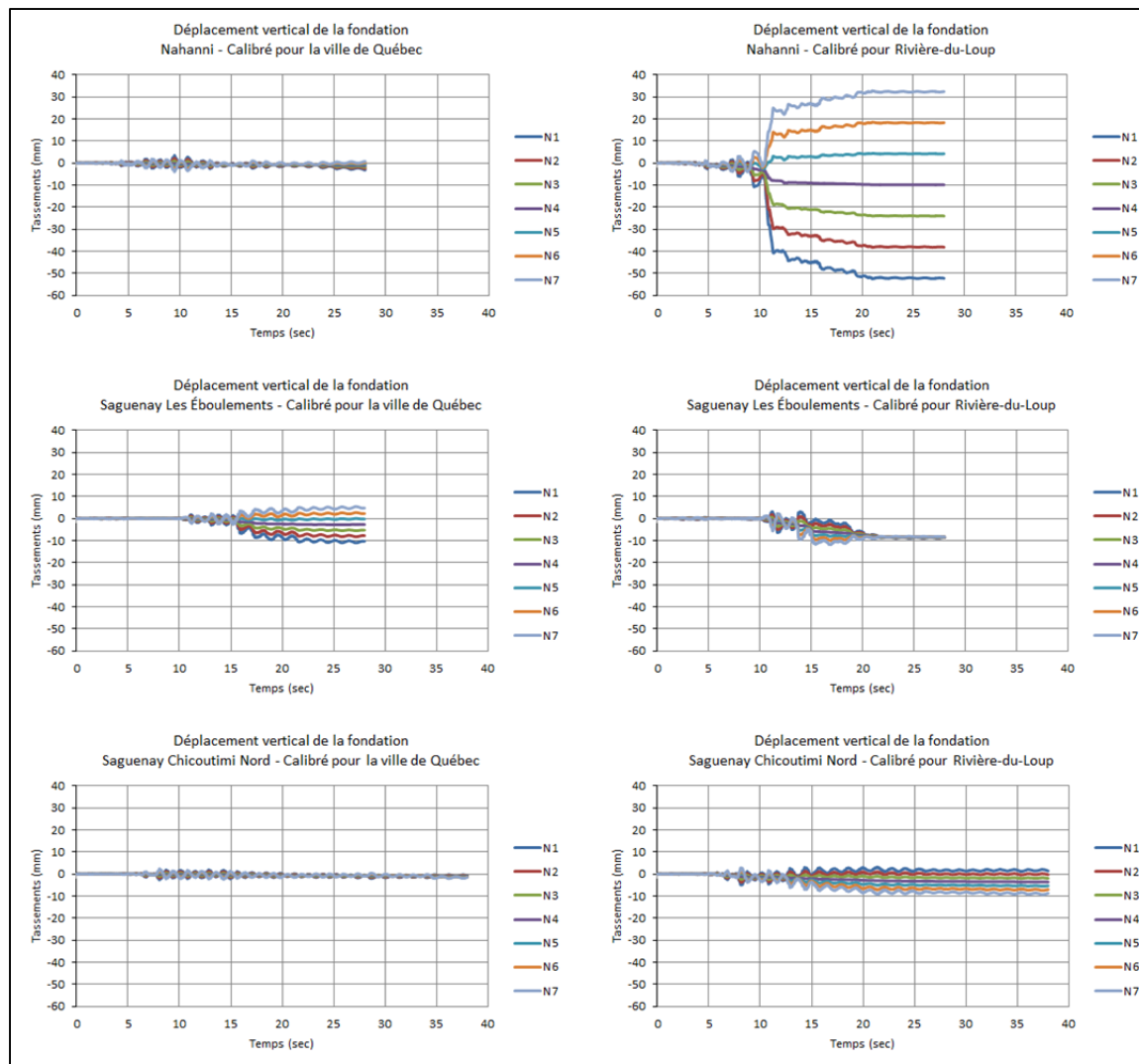


Figure 10.23 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de  $2B$  et une largeur de  $4B$ , avec un taux de remplacement de 20%

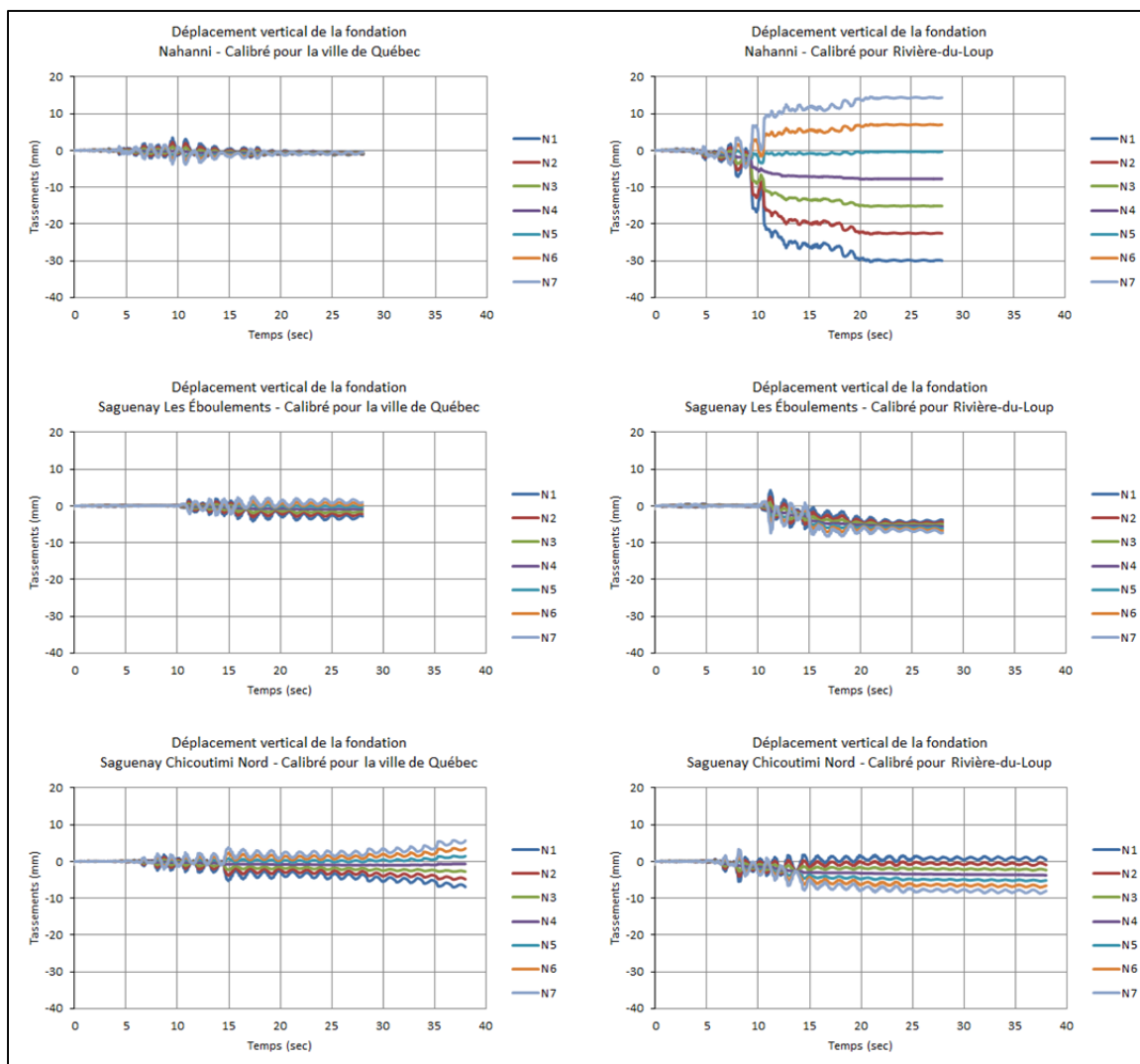


Figure 10.24 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 2B et une largeur de 4B, avec un taux de remplacement de 30%

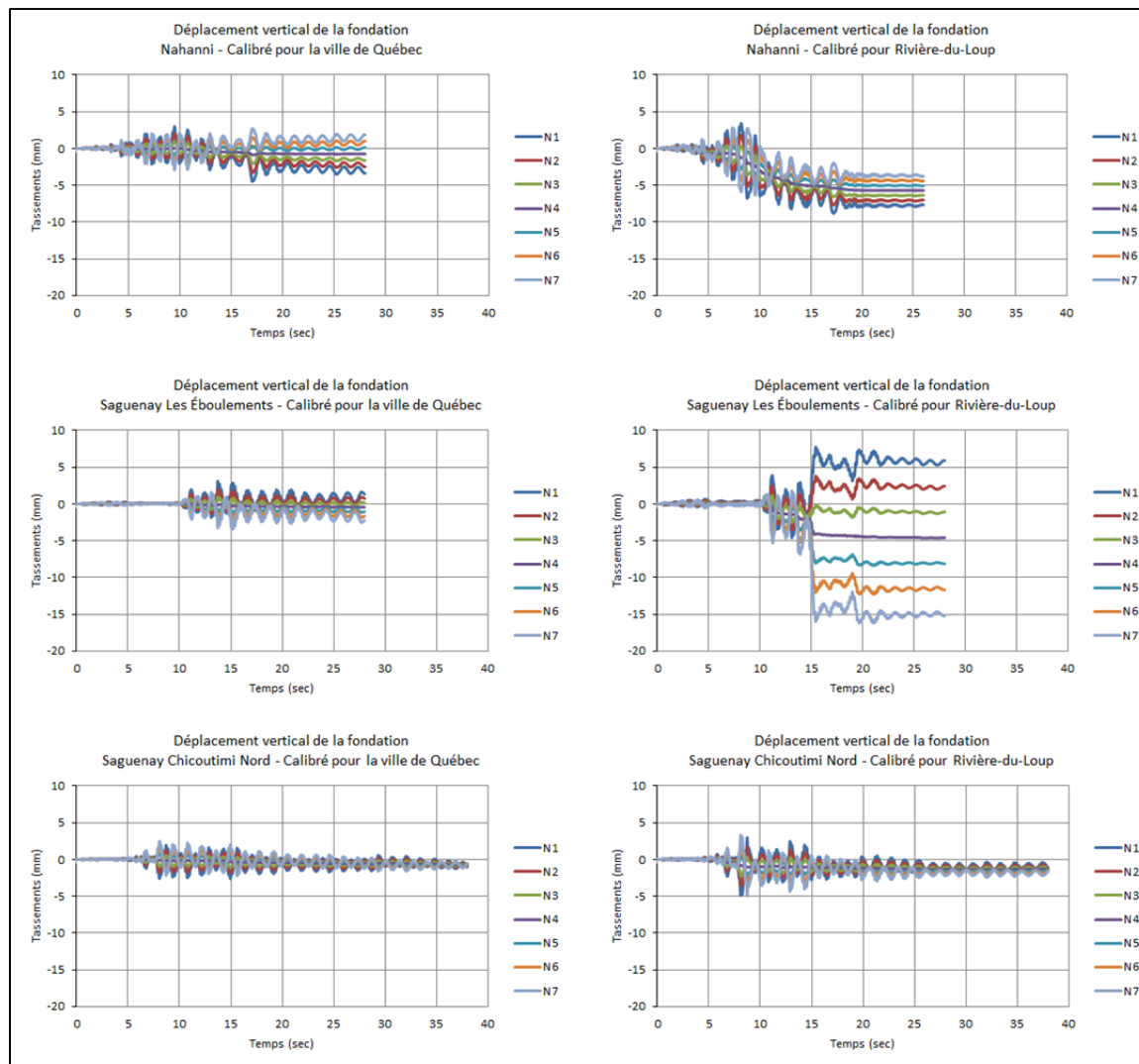


Figure 10.25 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de  $2B$  et une largeur de  $6B$ , avec un taux de remplacement de 20%

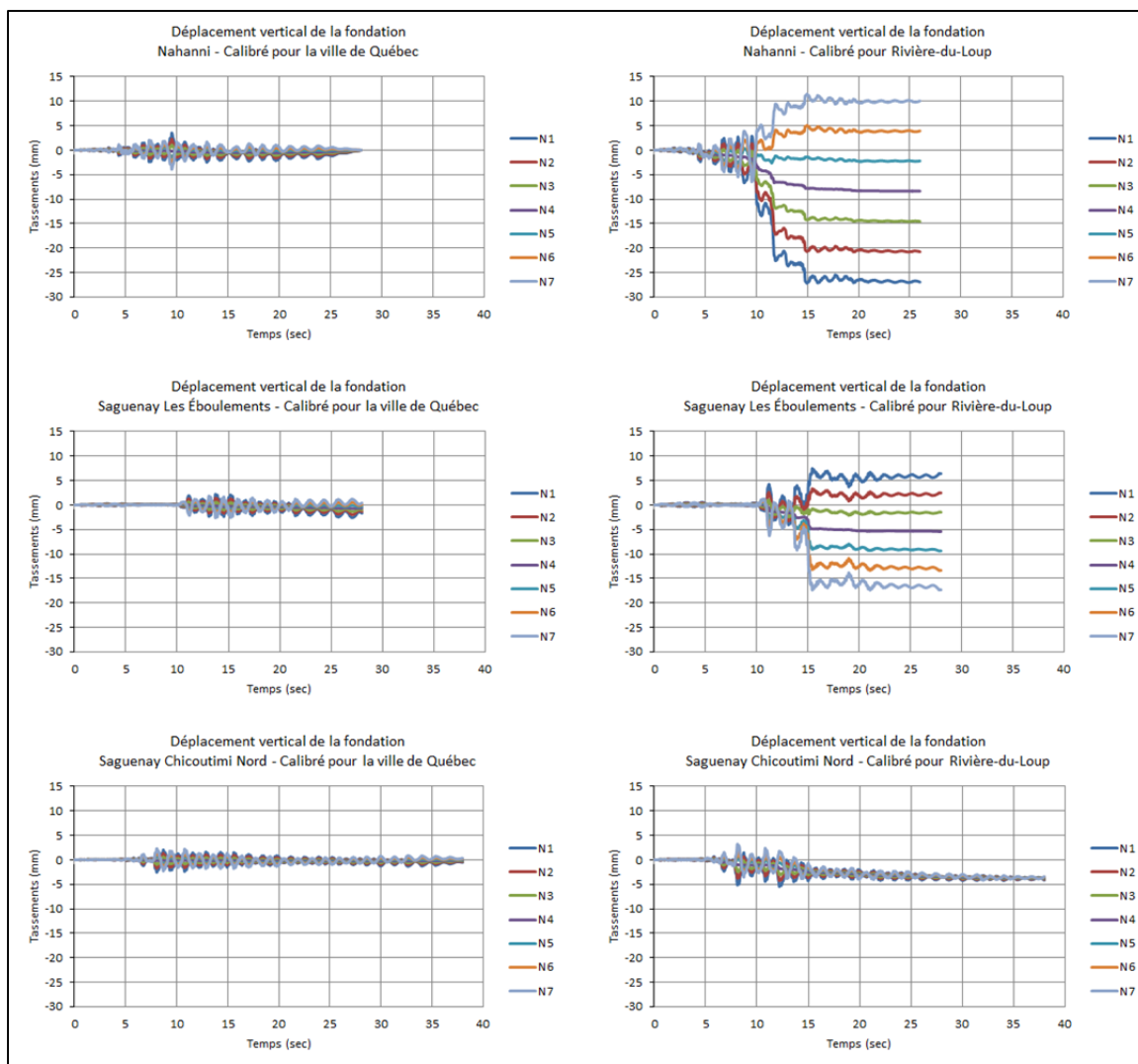


Figure 10.26 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 2B et une largeur de 6B, avec un taux de remplacement de 30%

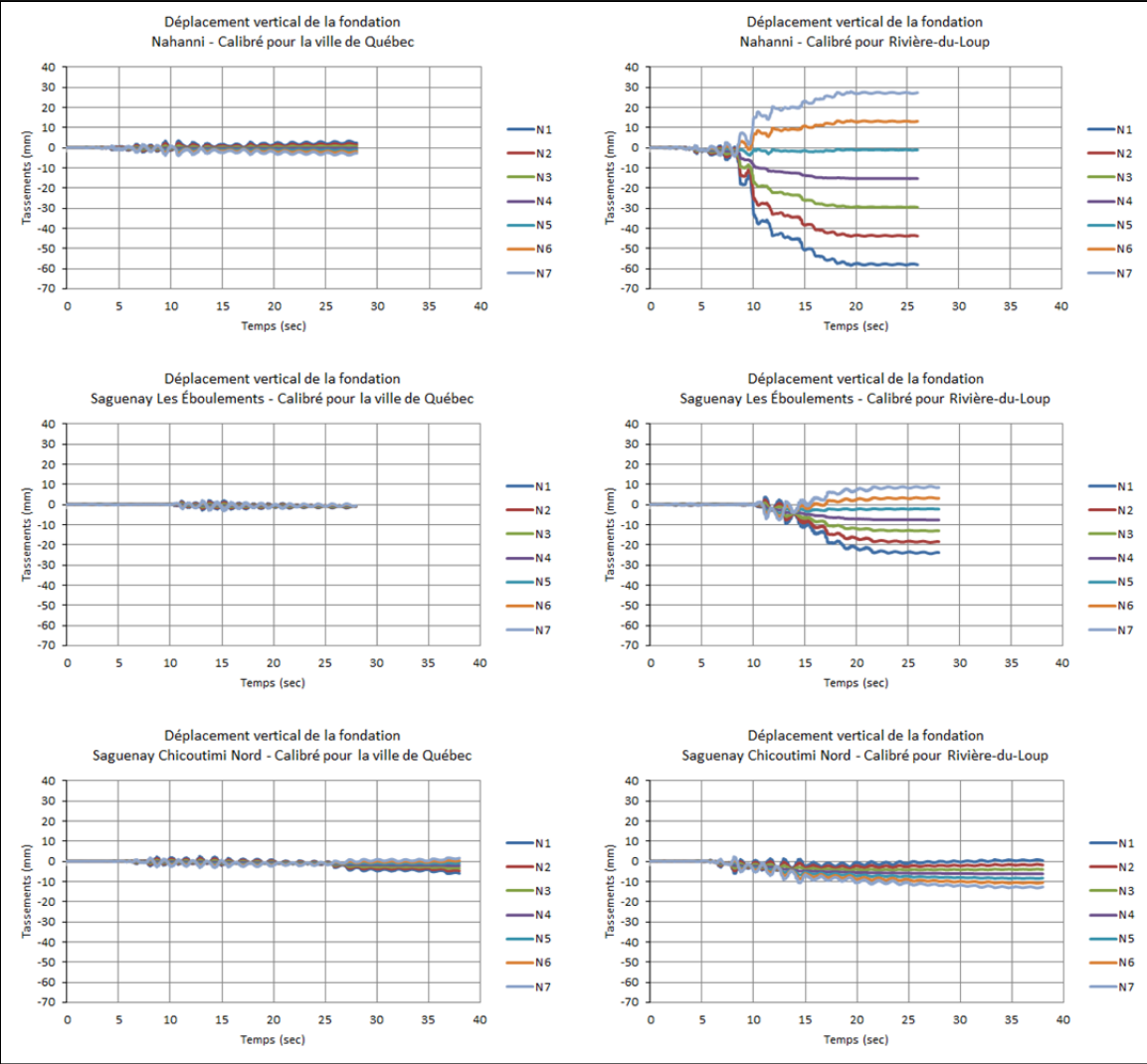


Figure 10.27 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 3B et une largeur de 3B, avec un taux de remplacement de 30%

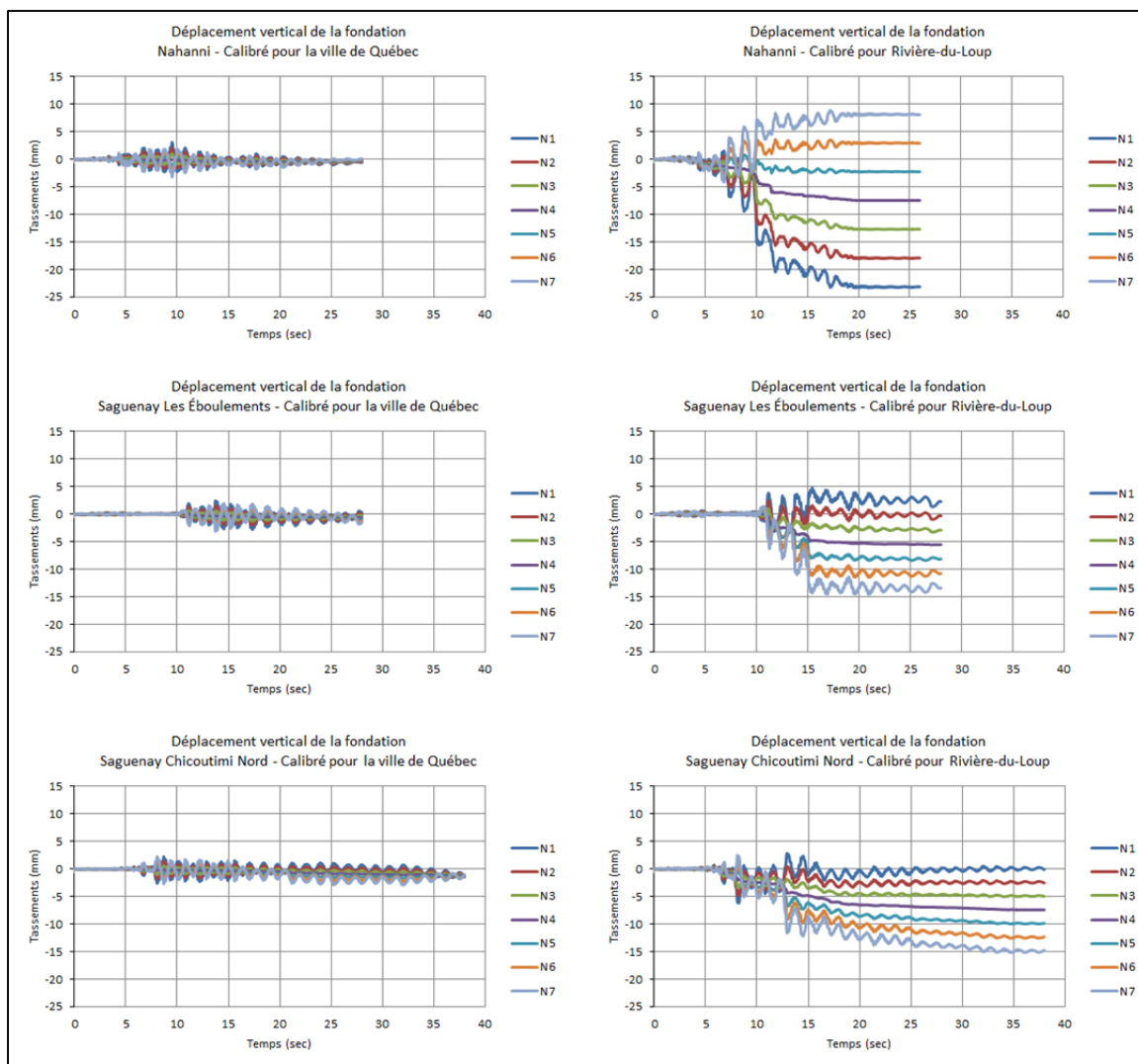


Figure 10.28 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de 4B et une largeur de 6B, avec un taux de remplacement de 20%

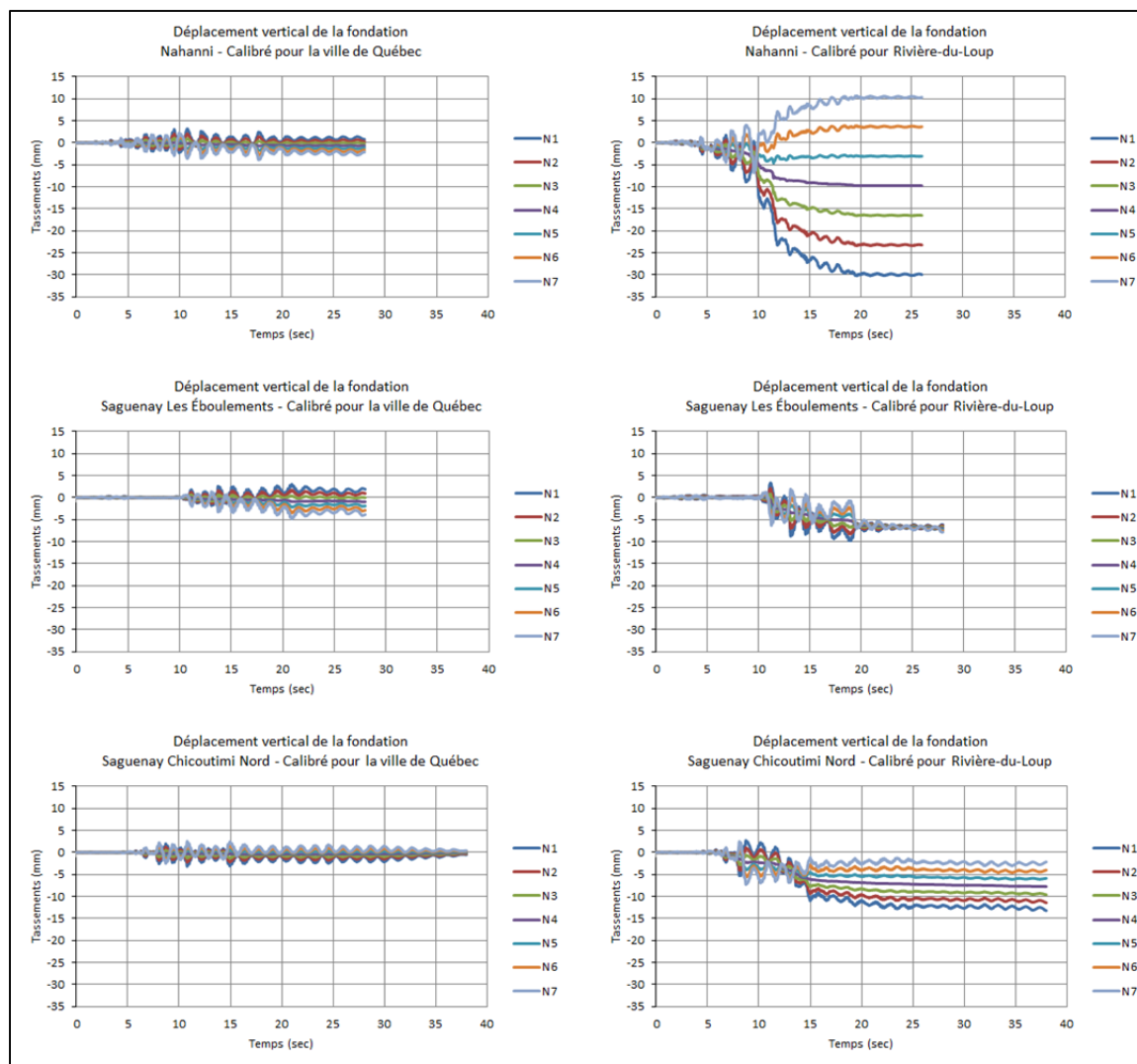


Figure 10.29 Déplacements verticaux enregistrés aux nœuds de la fondation pour le modèle traité sur une hauteur de  $4B$  et une largeur de  $6B$ , avec un taux de remplacement de 30%

### 10.3 Conclusions

Les études paramétriques menées dans ce chapitre, pour le sol avec nappe en surface et le sol avec nappe en profondeur ont permis de tirer plusieurs conclusions :

- de manière générale, plus la zone traitée est grande (en largeur ou en profondeur), plus le déplacement vertical sera faible;
- il y a des exceptions à cette constatation : pour certains accélérogrammes, ou pour des calibrations sur les spectres du code pour certaines villes on peut constater que le



déplacement vertical sera plus important pour les modèles traités sur une grande largeur que pour des modèles présentant une zone de traitement plus restreinte. Ceci est sans doute dû au fait que l'on inclut un élément rigide dans le sol, présentant une amplification plus importante pour les périodes proches de celles de la structure;

- pour le cas de la nappe en surface, le fait de passer d'un taux de remplacement de 20% à 30% est bénéficiaire uniquement pour des accélérations relativement faibles (accélérogrammes calibrés pour la ville de Québec) pour six des 10 modèles étudiés;
- un traitement de 1B de profondeur peut être suffisant dans certains cas, mais il paraît difficile de conseiller ce choix tant il est sujet à de fortes variations en fonction de l'accélérogramme choisi et de la ville considérée;
- quelle que soit l'option de traitement choisie, il y a une amélioration significative du comportement dynamique de la fondation (moins de déplacement vertical).

Les résultats permettent de faire quelques recommandations :

- il est préférable de traiter sur une zone large afin de limiter les déplacements verticaux;
- il paraît difficile d'anticiper les résultats en termes de déplacement vertical du fait des problèmes d'amplification liés aux origines des accélérogrammes eux-mêmes, à la ville sur lesquels ils ont été calibrés et aux propriétés du sol choisies. En conséquence il est recommandé de faire une étude détaillée à l'aide d'un logiciel de différences finies pour mieux évaluer les déplacements verticaux en fonction des conditions locales. Dans l'impossibilité de faire cette étude, il est recommandé de faire des hypothèses conservatrices : traiter sur de très grandes zones et avec un taux de remplacement élevé.



## **CONCLUSION**

Le but général de cette thèse est de définir une méthode d'évaluation de la performance statique et sismique des fondations superficielles sur sol traité par vibroremplacement en considérant l'ISS. Plusieurs sous objectifs ont été définis et l'étude a conduit aux conclusions suivantes.

### **Méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles**

Les méthodes classiques basées sur les facteurs de capacité portante, développées par Meyerhof, Hansen, Vesic, Bolton (entre autres), et qui sont encore aujourd'hui recommandées par la majorité des codes de construction ne sont pas des plus précises. Ce type de méthode est utilisé aussi bien en conditions statiques que dynamiques mais on ne sait pas exactement dans quelle mesure ces méthodes de conception sont conservatrices. Plus récemment, de nombreux chercheurs ont travaillé sur les courbes enveloppes de capacité portante et ont proposé des expressions analytiques pour représenter ces surfaces de rupture obtenues expérimentalement (Houlsby, Martin, Gottardi, Butterfield, NgoTran, Byrne, Cassidy). Les modèles expérimentaux présentés dans le chapitre 2 ont cependant quelques limitations : ils sont prévus pour un chargement plan et monotone (Fellenius, 2009). Le chargement plan ne paraît pas être une vraie limitation pour le cas d'études sismiques, mais plutôt pour l'industrie offshore. Par contre, ces courbes enveloppes expérimentales sont plus précises que celles obtenues mathématiquement d'après les méthodes à facteurs de capacité portante. La comparaison des courbes enveloppes expérimentales de Houlsby aux méthodes classiques montre que les méthodes à facteurs de capacité portante manquent vraisemblablement de conservatisme (en particulier pour ce qui est du moment). Ainsi, il est suggéré d'utiliser les courbes enveloppes expérimentales lorsque cela est possible. Pour tenir compte de la profondeur d'encastrement, il faudrait utiliser une loi de durcissement, telle que celles définies dans les travaux de Houlsby, Martin, Byrne et Cassidy.

Le dimensionnement sismique d'une fondation est encore complexe aujourd'hui. Parmi les méthodes de conception utilisables il y a :

- les méthodes pseudo-dynamiques, comme celles de Richards et Pecker, qui permettent de calculer la capacité portante de la fondation à l'ÉLUL : on parle alors de dimensionnement par capacité. Ces méthodes, présentées dans cette thèse, sont purement théoriques et il paraît donc ardu de juger de leur niveau de conservatisme. Par ailleurs, les résultats de la méthode de Pecker, présentée dans l'Eurocode 8, et qui est censé être une borne supérieure, sont parfois inférieurs aux résultats expérimentaux de Houlsby (ne considérant aucune force d'inertie dans le sol). Ceci met en doute la performance de cette méthode;
- la conception par performance, qui s'appuie sur l'estimation du tassement, des déplacements et des accélérations lors d'une sollicitation sismique : on vise un tassement limite pour un niveau d'accélération donné.

Néanmoins, lorsque l'on choisit d'utiliser les méthodes à facteurs de capacité portante, la méthode de Richards permet d'adopter une conception plus conservatrice qu'en conditions statiques tout en préservant la simplicité de conception. C'est donc cette méthode qui est préconisée.

### **Avantages du vibroremplacement et méthodes de conception pour les sols traités par vibroremplacement**

La thèse a présenté une revue des techniques d'installation, bénéfices et méthodes de conception de colonnes ballastées. Les points suivants sont à retenir :

- le vibroremplacement est utilisé dans des conditions de sol où le vibrocompactage ne peut pas l'être;
- l'installation de colonnes ballastées comporte plusieurs avantages parmi lesquels : augmentation de la capacité portante, réduction de la compressibilité, homogénéisation des propriétés du sol, drainage vertical, réduction du tassement;
- l'angle de frottement interne du matériau de remplacement, généralement pris égal à  $40^\circ$  est dans les faits souvent supérieur (pouvant aller jusqu'à  $50^\circ$ ).

Concernant les méthodes de conception de fondations sur des sols traités par vibroremplacement, deux d'entre-elles ont été présentées en détails :

- la méthode de Priebe (purement théorique), qui se base sur le calcul du facteur d'amélioration  $n$ . À partir de cette méthode il est possible de déterminer les propriétés d'un sol homogène équivalent. Cette méthode permet de considérer la compressibilité de la colonne et la surcharge à la surface du sol;
- la méthode de Baez (développée d'après des résultats d'essais in situ), qui repose sur l'estimation des résultats aux tests SPT et CPT après traitement du sol connaissant le taux de remplacement (ou estimation du taux de remplacement à partir des résultats des tests avant et après traitement du sol).

Ces deux méthodes présentent des avantages et défauts et donnent des résultats du même ordre de grandeur en termes de capacité portante après traitement du sol.

### **Méthodes d'évaluation de la capacité portante pour les fondations superficielles sur sol traité ou non, en conditions statiques ou sismiques : outil CaPoDyn**

La thèse a présenté un outil de calcul appelé CaPoDyn (**Capacité Portante Dynamique**), et les points suivants sont à noter :

- chacune des méthodes implémentées dans le chiffrier a été validée individuellement;
- la combinaison de ces différentes méthodes a été présentée au chapitre 5, et une comparaison a été faite;
- une validation du CaPoDyn à l'aide du logiciel de différences finies FLAC est présentée au chapitre 7 pour le cas statique;
- l'utilisation de CaPoDyn en conditions dynamiques, avec les coefficients de capacité portante de Richards est difficilement validable avec FLAC puisqu'il est problématique d'estimer une « capacité portante sismique » au sens strict du terme : il est donc préférable de s'orienter vers une conception par performance lorsque cela est possible;

Une étude paramétrique, réalisée avec CaPoDyn, présente l'influence de différents paramètres (angle de frottement interne, taux de remplacement, coefficient d'accélération

horizontale) sur la capacité portante déterminée avec différentes méthodes. Il apparaît que l'évaluation de la capacité portante en conditions non drainées est proche de celle estimée avec la méthode du MCIF-Richards lorsque le coefficient d'accélération horizontale est égal à l'accélération de pointe au sol. On note également que le traitement a un effet d'autant plus bénéfique que l'angle de frottement interne du sol est faible, et que le taux de remplacement est élevé. En conditions dynamiques, lorsque l'on tient compte des forces d'inertie dans le sol, la capacité portante estimée est rapidement plus faible que la capacité portante « statique », même pour des taux de remplacement élevés.

### **Optimisation de la zone de traitement en conditions statiques**

La thèse présente également une étude paramétrique, réalisée avec le logiciel de différences finies FLAC, visant à optimiser la zone de traitement en conditions statiques. Plusieurs études de sensibilités et validations avec des modèles théoriques ont permis de s'assurer que le modèle numérique était fiable. Deux cas de figure ont été considérés : un cas de traitement partiel (autour de la semelle uniquement, « réhabilitation ») et un cas de traitement total, « construction » :

- dans le cas d'un traitement de « réhabilitation », il a été remarqué qu'un traitement d'une largeur  $1.5B$  est suffisant de part et d'autre de la fondation (pour l'augmentation de capacité portante, il est possible que la dimension de la zone nécessitant un traitement pour prévenir des effets de la liquéfaction soit plus importante). Pour une largeur de traitement donnée, augmenter la profondeur de traitement de  $B$  à  $3.5B$  implique une augmentation de la capacité portante de 5% environ. Au total, l'augmentation de capacité portante par rapport au sol non traité peut aller jusqu'à 50%;
- dans le cas d'un traitement de « construction », il a été remarqué qu'un traitement de l'ordre de  $4B$  en largeur (équivalent à  $1.5B$  de part et d'autre de la fondation) est suffisant pour maximiser la capacité portante. Comme pour un traitement partiel il est plus avantageux de traiter en largeur qu'en profondeur. En effet, passer d'une profondeur de traitement de  $B$  à  $3.5B$  donne une augmentation de 10% de la capacité portante.

Augmenter la largeur de traitement de B à 3B donne une augmentation de la capacité portante de 20 à 34% suivant la largeur de traitement.

Pour un cas comme pour l'autre, des surfaces paramétriques tridimensionnelles ont été présentées et celles-ci peuvent être utilisées pour ajouter un facteur de correction au résultat proposé par CaPoDyn afin d'obtenir une évaluation de la capacité portante plus proche de la réalité.

### **Comportement sismique d'une fondation superficielle sur sol traité et optimisation de la zone de traitement en conditions sismiques**

Enfin, la thèse présente une étude paramétrique visant à optimiser la zone de traitement en conditions sismiques pour deux situations : nappe en surface et nappe en profondeur. Plusieurs études de sensibilités ont été faites afin de choisir adéquatement les paramètres de modélisation (amortissement de la grille, conditions frontières, propriétés des éléments d'interface). Les conclusions sont la plupart du temps similaires pour les deux situations :

- le traitement de sol a un effet bénéfique quelle que soit les dimensions de la zone traitée : le traitement permet de diminuer le tassement de la fondation en surface (le tassement est divisé par deux ou plus);
- en général augmenter les dimensions de la zone traitée permet de diminuer le tassement de la fondation;
- pour certains traitements importants, on peut noter une augmentation du tassement comparativement à des traitements de sol pour des zones plus petites, du fait de l'ajout d'une zone rigide dans le sol, entraînant un phénomène de résonnance. Ces cas de figures sont relativement peu fréquents mais il paraît difficile de les anticiper sans procéder à une étude numérique du problème;
- il est généralement plus bénéfique de traiter sur de grandes largeurs que sur de grandes profondeurs;
- pour le cas de la nappe phréatique en surface, on note que pour de sollicitations sismiques intenses, un taux de remplacement de 30% peut avoir un effet négatif (six cas sur dix) et

engendrer des tassements plus importants qu'un taux de remplacement de 20% (pour les mêmes dimensions de zone traitée).

Ces conclusions sont à considérer avec précaution, puisque seulement trois accélérogrammes et un seul modèle de structure ont été considérés pour cette étude paramétrique. Cependant ils fournissent une base de réflexion et une ouverture des perspectives de recherche dans un domaine peu étudié aujourd'hui.



## RECOMMANDATIONS

Si les études présentées dans cette thèse ont permis de répondre à certaines questions, d'autres restent en suspens et il convient de nuancer certaines des conclusions proposées et d'indiquer quelles études ultérieures pourraient lever ces réserves.

Il a été constaté que les méthodes classiques d'évaluation de la capacité portante manquent de conservatisme, et il pourrait être avantageux de s'orienter vers les courbes enveloppes expérimentales dans l'avenir. Néanmoins, à l'heure actuelle, il y a un manque de courbes enveloppes expérimentales et une validation avec des essais in situ serait bienvenue afin de pouvoir intégrer ce type de méthode dans une optique de dimensionnement par performance.

Le vibroremplacement tend à se développer, mais reste utilisé principalement pour empêcher la liquéfaction. Comme on a pu le constater, ce type de traitement entraîne une augmentation de la capacité portante, et une diminution du tassement. Il serait bon de faire des essais en laboratoire, ou des essais de chargement in situ, afin de valider les méthodes de Baez et de Priebe, ainsi que la méthodologie présentée dans cette thèse afin d'estimer l'augmentation de capacité portante. Par ailleurs, si la méthode de Priebe est couramment utilisée, et plutôt conservatrice, il pourrait être pertinent de développer des méthodes plus précises afin de les utiliser dans le cadre de conception par performance.

Concernant le comportement sismique d'une fondation superficielle, cette thèse a montré, comme l'ont fait des essais en laboratoire, que le traitement de sol par vibroremplacement permet de diminuer significativement le tassement lors d'un séisme. Cependant, il y a relativement peu d'études expérimentales et numériques (outre ce travail) portant sur les effets des dimensions de la zone traitée sur le tassement de la fondation. Ainsi, il paraîtrait légitime de conduire plusieurs études expérimentales et numériques afin de nuancer les conclusions de cette thèse. Dans le futur, ce type d'études pourrait conduire à une utilisation optimale du vibroremplacement, permettant de limiter les coûts de mise en place tout en

connaissant plus précisément l'ampleur du tassement pour un niveau de sollicitation sismique donné.

Enfin, les études présentées dans cette thèse présentent certaines limitations, et des travaux pourraient être entrepris dans la continuité, afin d'affiner les conclusions :

- l'usage d'un plus grand nombre d'accélérogrammes, y compris ceux caractéristiques de la sismicité de l'ouest du continent, pourrait permettre de généraliser ou nuancer les conclusions;
- le passage à un modèle tridimensionnel permettrait de déterminer si un modèle bidimensionnel est suffisant, ou si l'usage systématique d'un modèle 3D serait à conseiller;
- pour le cas de la nappe en surface, il serait bon de procéder à des études en simulation fluide-sol couplées, afin de savoir si les analyses en conditions non drainées sont suffisamment représentatives de la réalité;
- l'étude paramétrique a été faite pour un sable fluvio-glaciaire, typique du Québec. Il serait bon de refaire la même analyse pour les argiles de la mer de Champlain, et plus généralement pour d'autres types de sol : silt, sable silteux, etc;
- le cas d'une semelle enterrée serait intéressant à étudier, et il permettrait de savoir si les conclusions sont les mêmes que dans le cas d'une semelle superficielle;
- le cas d'une semelle sur pieux pourrait être pertinent également. Ce type d'étude permettrait de savoir si la combinaison d'une fondation profonde et d'un traitement de sol est bénéfique, ou si elle n'est finalement qu'une dépense supplémentaire, et n'ayant que peu d'impact sur le comportement sismique de la structure;
- une modélisation plus précise de la structure et de son comportement dans le domaine non linéaire permettrait de porter des conclusions quant à la performance sismique de la structure;
- l'étude d'une structure reposant sur plusieurs fondations serait également intéressante. Il serait ainsi possible de voir s'il est nécessaire de traiter le sol sous la totalité de la surface du bâtiment ou si un traitement au niveau de chaque système de fondation est suffisant. En complément, l'étude de l'effet des trains d'ondes pourrait être étudié;

- l'étude du comportement sismique de structures de type « lollipop », présentant différentes périodes naturelles pour le premier mode de vibration, pourrait permettre de généraliser ou nuancer les conclusions de cette thèse.

À plus long terme il serait bon de développer des modèles à ressorts (BNWF) capables de représenter fidèlement le comportement d'une fondation superficielle sur sol traité, afin que ces types de modèles soient plus couramment utilisés dans l'industrie. Idéalement les propriétés de ces ressorts devraient être assez facilement déterminables, et devraient dépendre : du type de sol, de la zone de sol traitée (taille, taux de remplacement), de la taille de la semelle, de la présence de la nappe en surface ou non.



## ANNEXE I

### ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE : REVUE DES MÉTHODES HISTORIQUES

Cette annexe présente les méthodes historiques développées dans les années 40 à 70 pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle.

#### I.1. Terzaghi (1943)

##### I.1.1. Capacité portante statique.

La capacité portante statique, aussi appelée charge ultime, qu'une semelle peut supporter, est généralement calculée par superposition des contributions attribuables à la cohésion du sol  $c$ , à la masse volumique du sol  $\gamma$  et la surcharge  $q$ . Chaque contribution peut être exprimée sous la forme d'un facteur de capacité portante  $N$  pour donner la capacité totale (Terzaghi 1943) :

$$PL = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (\text{A I-1})$$

où  $c$  est la cohésion,  $q$  la surcharge au niveau de la fondation,  $\gamma$  le poids volumique et  $B$  la largeur de la fondation. Les facteurs  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  sont fonction de l'angle interne de frottement  $\Phi$ , qui est supposé constant. Terzaghi a obtenu cette solution par la méthode de l'équilibre limite.

La ligne de glissement à deux dimensions proposée par Prandtl (1921), et montrée sur la Figure-A I-1, est le mécanisme de rupture traditionnellement utilisé. Un sol homogène de masse volumique  $\gamma$  possède les caractéristiques  $c'$  et  $\Phi$  (cohésion et angle de frottement) et peut être considéré comme un corps plastique rigide. Pour les fondations superficielles,  $d < B$  (profondeur inférieure à la largeur de semelle), la surcharge est idéalisée comme une surcharge  $q = \gamma d$ , et ainsi est négligée toute résistance au cisaillement sur les plans EF et AE.

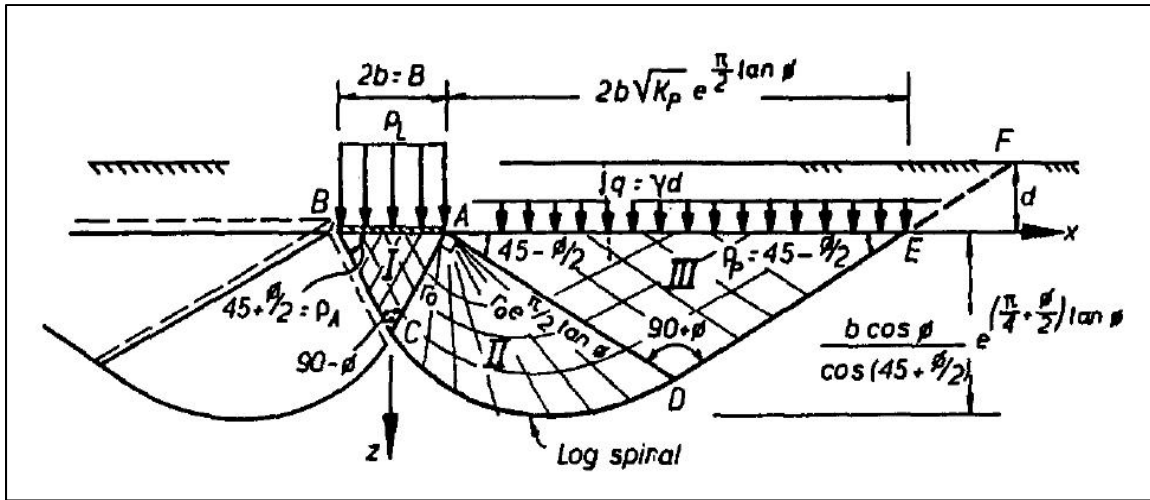


Figure-A I-1 Ligne de glissement de Prandtl.  
Tirée de Richards et al. (1993)

Le schéma basique de rupture de Prandtl est composé de 3 régions de glissement :

- 1) une zone active (région I) qui descend,
- 2) une zone passive (région III) qui monte,
- 3) une zone radiale de transition (région II) qui se déplace latéralement.

Pour  $\phi = 0$ , la région II devient un quart de cercle et les angles des zones actives et passive  $\rho_a$  et  $\rho_b$  sont tous les deux égaux à  $\pi/4$ . Pour un équilibre statique, les facteurs de capacité portante sans dimensions de Prandtl pour un sol léger ( $\gamma=0$ ) et une base régulière sont (Jumikis 1962) :

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{A I-2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi \quad (\text{A I-3})$$

Lorsque la masse du sol sous la semelle est prise en compte pour déterminer  $N_\gamma$ , La région II de Prandtl est perturbée. Une approximation faite à partir d'une autre solution numérique basée sur les travaux de Prandtl est donnée par (Vesic, 1973):

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{A I-4})$$



Les facteurs de capacité portante pour chaque composant de force peuvent alors être dérivés par les conditions d'équilibre limite. Considérant la première surcharge ( $c = \gamma = 0$ ), l'équilibre horizontal donne :

$$F_A = K_A p_L^q H = F_P = K_P q H \quad (\text{A I-5})$$

Où  $K_A$  et  $K_P$  sont les coefficients de pression des terres, actif et passif respectivement.

Donc 
$$p_L^q = \frac{q K_P}{K_A} \quad (\text{A I-6})$$

Et 
$$N_q = \frac{K_P}{K_A} \quad (\text{A I-7})$$

Par le même principe, en considérant seulement la contribution de la masse du sol sous la semelle ( $q = c = 0$ ), l'équilibre limite à l'effondrement donne :

$$F_A^\gamma = p_L^\gamma H K_A + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_P = F_P^\gamma \quad (\text{A I-8})$$

Donc 
$$p_L^\gamma = \frac{1}{2} \gamma B \tan \rho_A \left( \frac{K_P}{K_A} - 1 \right) \quad (\text{A I-9})$$

Et 
$$N_\gamma = \tan \rho_A \left( \frac{K_P}{K_A} - 1 \right) \quad (\text{A I-10})$$

Finalement, il doit être noté que pour une cohésion  $c$  et  $\Phi = 0$ , l'équilibre, en considérant le mécanisme de la Figure-A I-1, donne une valeur de  $N_c = 6,0$ , qui n'est pas très éloignée de la valeur standard 5,14 provenant de l'équation A I-3.

En considérant les frottements dans le « mur AC », les coefficients de pression de la terre sont (Tschebotarioff 1951) :



$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{A I-11})$$

Donc

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{A I-12})$$

Et les angles critiques de rupture  $\rho_A$  et  $\rho_P$  sont (Richards et Elms, 1987) :

$$\rho_A = \phi + \arctan \left[ \frac{\sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \cot \phi) (1 + \tan \delta \cot \phi)} - \tan \phi}{1 + \tan \delta (\tan \phi + \cot \phi)} \right] \quad (\text{A I-13})$$

$$\rho_P = -\phi + \arctan \left[ \frac{\sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \cot \phi) (1 + \tan \delta \cot \phi)} + \tan \phi}{1 + \tan \delta (\tan \phi + \cot \phi)} \right] \quad (\text{A I-14})$$

Les facteurs statiques de capacité portante  $N_q$  et  $N_\gamma$  peuvent maintenant être calculés pour des sols granulaires pour des valeurs de  $\phi$  et  $\delta$  variables, à partir des équations A I-13 et A I-14. Les résultats du Tableau-A I-1 montrent la comparaison avec les valeurs du système mécanique de Prandtl fait à partir des équations A I-11 et A I-12.

Tableau-A I-1 Comparaison entre les facteurs de capacité portante selon le mécanisme de Prandtl  
et le mécanisme de Coulomb  
Tiré de Richards et al. (1993)

Paramètre	$\phi=0^\circ$	$\phi=10^\circ$			$\phi=20^\circ$			$\phi=30^\circ$			$\phi=40^\circ$		
	$\delta=0$	$\delta=0$	$\delta=5$	$\delta=10$	$\delta=0$	$\delta=10$	$\delta=20$	$\delta=0$	$\delta=15$	$\delta=30$	$\delta=0$	$\delta=20$	$\delta=40$
$K_A$	1	0,704	0,662	0,635	0,490	0,447	0,427	0,333	0,301	0,297	0,217	0,199	0,210
$\rho_A$ (degrés)	45	50	45,2	41,8	55	51,1	48,1	60	56,9	54,3	65	62,6	60,4
$K_P$	1	1,420	1,569	1,730	2,040	2,635	3,525	3	4,978	10,09	4,60	11,77	92,59
$\rho_P$ (degrés)	45	40,0	33,2	28,4	35,0	27,0	21,2	30	20,7	13,4	25,0	14,1	4,8
$N_q$ (Prandtl)	1	2,47	2,47	2,47	6,40	6,40	6,40	18,40	18,40	18,40	64,20	64,20	64,20
$N_q$ (Coulomb)	1	2,02	2,37	2,73	4,16	5,90	8,26	9	16,51	33,97	21,15	59,03	44,05
$N_\gamma$ (Prandtl)	0	1,22	1,22	1,22	5,39	5,39	5,39	22,40	22,40	22,40	109,41	109,41	109,41
$N_\gamma$ (Coulomb)	0	1,21	1,38	1,54	4,51	6,06	8,10	13,85	23,76	45,96	43,21	111,9	777,40

Pour un mécanisme cinématique correct de Coulomb, les régions doivent glisser les unes par rapport aux autres et on obtient alors  $\delta = \phi$ . Cela va augmenter la capacité portante, mais tant que le mur fictif remplace les effets de la zone de transition cela devrait compenser le transfert de cisaillement et la configuration  $\delta = \phi/2$  est être une approximation plus raisonnable. Comme il est montré dans le Tableau-A I-1, une telle approximation donne une très bonne corrélation entre les deux mécanismes pour toutes les valeurs de  $\phi$ .

### **I.1.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes**

Pour les sols homogènes, Terzaghi propose l'équation A I-15 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_{\phi c} + qN_q + 0.5B\gamma N_{\phi \gamma} \quad (\text{A I-15})$$

Où  $c$  est la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme et  $B$  la largeur de semelle.

## **I.2. Meyerhof (1963)**

### **I.2.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale**

Dans des études plus anciennes, la combinaison de charge verticale et horizontale est traitée comme une charge inclinée. Il est remarqué que la capacité portante verticale diminue lorsque l'angle d'inclinaison  $\alpha = \tan^{-1}(H/V)$  augmente. L'enveloppe de fissuration pour une semelle filante ou une semelle circulaire sur de l'argile est définie par Meyerhof (1963) comme :

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (\text{A I-16})$$

Cette équation ne fonctionne que pour des charges dont l'angle d'inclinaison  $\alpha$  est inférieur à  $\alpha_s$  [Équation A I-17].

$$\alpha \leq \alpha_s = \tan^{-1}(H_0/V) \quad (\text{A I-17})$$

Pour des inclinaisons plus importantes, la semelle rompt par glissement. La méthode de Meyerhof prédit la transition pour une forte charge verticale.

### I.2.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment

Ce cas a généralement été traité à la manière de Meyerhof (1956) : une charge inclinée de grandeur  $(V^2 + H^2)^{1/2}$  agissant au centre d'une fondation réduite déterminée par l'excentricité  $e=M/V$ . Pour une semelle filante de surface sur de l'argile, la méthode de Meyerhof peut être employée pour définir l'enveloppe de rupture suivante :

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2 \frac{A'}{A}, H \leq A' s_u \quad (\text{A I-18})$$

Cette équation est composée de deux paramètres : le facteur d'inclinaison  $\alpha^\circ$  (dû à la charge verticale) et la réduction la surface de la semelle  $A'/A$  (due au moment). Elles sont utilisées pour déterminer les contours de l'enveloppe ( $H/V_0$ ,  $M/BV_0$ ) dans l'espace.

### I.2.3. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Meyerhof propose les équations A I-19 et A I-20 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad \text{Pour charges verticales} \quad (\text{A I-19})$$

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{Pour charges inclinées} \quad (\text{A I-20})$$

Où  $c$  est la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme,  $d$  le facteur de profondeur,  $i$  le facteur d'inclinaison.

### I.3. Hansen (1970)

#### I.3.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Pour calculer la Capacité portante pour une charge verticale et horizontale, le concept de Meyerhof (1956) sur un facteur empirique d'inclinaison a été retenu par Hansen et Vesic. Pour une charge inclinée, centrée sur une semelle filante, Hansen propose l'équation A I-21:

$$\frac{V}{V_0} = 1 - 0,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{H_0}} \right), H \leq H_0 = As_u \quad (\text{A I-21})$$

A noter que le point de transition de la rupture de portance à la rupture par glissement de l'enveloppe de rupture se trouve en  $V = V_0/2$

Bolton et Hansen pensent que la transition a lieu pour une faible charge verticale,  $V = V_0/2$ .

On a l'expression suivante pour la charge horizontale maximale :

$$H_0 = As_u = \left( \frac{1}{\pi + 2} \right) V_0 \quad (\text{A I-22})$$

Sans simplification l'équation proposée par Hansen est :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{\pi + 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{H}{H_0} \right)^2} - \arcsin \left( \frac{H}{H_0} \right)}{\pi + 2} \quad (\text{A I-23})$$

#### I.3.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment

Pour une semelle filante de surface sur de l'argile, la méthode de Hansen peut être employée pour définir l'enveloppe de rupture suivante :

$$\frac{V}{V_0} = \left( 1 - 0,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A' s_u}} \right) \right) \frac{A'}{A}, H \leq A' s_u \quad (\text{A I-24})$$

Cette équation inclut la réduction de la surface de la semelle  $A'/A$  (due au moment). Cette équation est utilisée pour déterminer les contours de l'enveloppe ( $H/V_0$ ,  $M/BV_0$ ) dans l'espace.

### I.3.3. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Hansen propose les équations A I-25 et A I-26 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{A I-25})$$

$$q_{ult} = 5.14 s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) + q \quad (\text{en conditions non drainées}) \quad (\text{A I-26})$$

Où  $c$  est la cohésion,  $f$  est l'angle de frottement,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme,  $d$  le facteur de profondeur,  $i$  le facteur d'inclinaison,  $g$  le facteur de pente et  $b$  le facteur de pente de fond de fouille.

## I.4. Vesic (1975)

### I.4.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Pour calculer la capacité portante pour une charge verticale et horizontale, la formule de Vesic (1975) pour les semelles filantes prend la forme donnée en équation A I-27 :

$$\frac{V}{V_0} = 1 - \frac{2H}{(\pi + 2)H_0}, H \leq H_0 = A s_u \quad (\text{A I-27})$$

La méthode de Vesic donne une enveloppe de rupture plus conservatrice que les trois autres (Hansen, Meyerhof, Terzaghi).

#### **I.4.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment**

Pour une semelle filante de surface sur de l'argile, la méthode de Vesic peut être employée pour définir l'enveloppe de rupture suivante :

$$\frac{V}{V_0} = \left( 1 - \frac{2H}{(\pi + 2)A's_u} \right) \frac{A'}{A}, H \leq A's_u \quad (\text{A I-28})$$

Cette équation inclut la réduction la surface de la semelle  $A'/A$  (due au moment). Cette équation est utilisée pour déterminer les contours de l'enveloppe ( $H/V_0$ ,  $M/BV_0$ ) dans l'espace.

#### **I.4.3. Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes**

Pour les sols homogènes, Vesic propose l'équation A I-29 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{A I-29})$$

Où  $c$  est la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme,  $d$  le facteur de profondeur,  $i$  le facteur d'inclinaison,  $g$  le facteur de pente et  $b$  le facteur de pente de fond de fouille.

Le Tableau-A I-2 présente une comparaison des facteurs de capacité définis selon les trois auteurs présentés dans les sections I.4.1 à I.4.4.

Tableau-A I-2 Facteurs de Capacité portante.  
Tiré de Chowdhury et Dasgupta (2009)

$\phi$ (°)	Terzaghi (1943)			Hansen, Meyerhoff et Vesic		Hansen (1970)	Meyerhoff (1963)	Vesic(1975)
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_\gamma$	$N_\gamma$
0	5,7	1,0	0,0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4
10	9,6	2,7	1,2	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2
15	12,9	4,4	2,5	11,0	3,9	1,2	1,1	2,6
20	17,7	7,4	5,0	14,8	6,4	2,9	2,9	5,4
25	25,1	12,7	9,7	20,1	10,7	6,8	6,8	12,5
30	37,2	22,5	19,7	30,1	18,4	15,1	15,7	22,4
35	57,8	41,4	42,4	46,4	33,5	34,4	37,6	48,1
40	95,7	81,3	100	75,3	64,1	79,4	93,6	109,3
45	172,0	173,0	298	134	135	201	262,3	271,3

## I.5. Bolton (1979)

### I.5.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Une solution pour le cas d'une semelle filante rigide, sujette à une combinaison de charges verticales et horizontales sur un sol argileux et homogène a été trouvée par Bolton (1979). La charge horizontale maximale s'exprime ainsi :

$$H_0 = A s_u = \left( \frac{1}{\pi + 2} \right) V_0 \quad (\text{A I-30})$$

Et une fissure de glissement se produit à cette charge si  $V/V_0 \leq 0,5$ . Pour des charges verticales plus larges (V et H), l'enveloppe de fissuration est :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{\pi + 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{H}{H_0} \right)^2} - \arcsin \left( \frac{H}{H_0} \right)}{\pi + 2} \quad (\text{A I-31})$$

Bolton et Hansen pensent que la transition a lieu pour une faible charge verticale,  $V = V_0/2$ .



### I.5.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment

Pour une semelle filante de surface sur de l'argile, la méthode de Bolton peut être employée pour définir l'enveloppe de rupture suivante :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{\pi + 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{A's_u}\right)^2} - \arcsin\left(\frac{H}{A's_u}\right)}{\pi + 2} \frac{A'}{A}, H \leq A's_u \quad (\text{A I-32})$$

Cette équation inclut la réduction la surface de la semelle  $A'/A$  (due au moment). Cette équation est utilisée pour déterminer les contours de l'enveloppe ( $H/V_0$ ,  $M/BV_0$ ) dans l'espace. La transition entre la rupture du sol et le glissement est plus progressive avec l'équation de Bolton.

## I.6. Capacité portante utilisant les données de tests In Situ

### I.6.1. Test du cône de pénétration (CPT)

Les données d'un test de cône de pénétration peuvent être utilisées pour obtenir la résistance non drainée  $s_u$  des sols saturés à grains fins en utilisant l'expression suivante :

$$s_u = \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{N_k} \quad (\text{A I-33})$$

Où  $N_k$  est le facteur de cône variant entre 15 et 19 pour de l'argile normalement consolidée et entre 27 et 30 pour des argiles surconsolidées,  $q_c$  est la résistance de pointe du cône et  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte verticale effective. Bowles (1995) suggère l'expression suivante pour  $N_k$  :

$$N_k = 13 + \frac{5,5}{50} I_p \quad (\text{A I-34})$$

Où  $I_p$  est l'indice de plasticité.

Pour déterminer une moyenne de  $q_c$  pour un dimensionnement de semelle, on peut considérer une zone d'influence de la fondation étendue à  $2B$  sous la semelle et  $1/2D$  au-dessus ( $D$ = profondeur).

### 1.6.2. Test de pénétration standard (SPT)

Les résultats d'un SPT sont les nombres de coups de marteau  $N$ , pour chaque couche de sol afin d'enfoncer une sonde d'un pied. Ce nombre de coup, doit être corrigé par la suite, pour le ramené à un certain niveau d'efficacité (en général 60, d'où la dénomination  $(N_1)_{60}$ ). Lorsque les données SPT sont fournies, on peut utiliser la corrélation suivante pour estimer un angle de frottement équivalent  $\Phi'$  pour un sol granulaire à part du  $(N_1)_{60}$  (Wolff, 1989) :

$$\phi' = 27,1 + 0,3(N_1)_{60} - 0,00054[(N_1)_{60}]^2 \quad (\text{A I-35})$$

Cette relation correspond à la forme graphique proposée par Peck, Hanson et Thornburn en 1974.

Il y a également l'équation de Hatanaka et Uchida que l'on peut utiliser pour les sols sableux (Hatanaka et Uchida, 1996) :

$$\phi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \quad (\text{A I-36})$$

Dans les équations A I-35 et A I-36 on utilise le  $(N_1)_{60}$  qui s'obtient d'après la relation proposée par (Liao et Whitman, 1986):

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} = \sqrt{\frac{p_{atm}}{\sigma'_{v0}}} N_{60} \quad (\text{A I-37})$$

Où  $N_{60}$  est la valeur au test de pénétration standard corrigée pour les conditions de terrain :

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60} \quad (\text{A I-38})$$

Où N est le résultat du SPT et  $\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R$  des facteurs de correction correspondant aux conditions du test :  $\eta_H$  est l'efficacité du marteau,  $\eta_B$  est le facteur de correction pour le diamètre du trou,  $\eta_S$  est le facteur de correction pour le barillet d'échantillonnage,  $\eta_R$  est le facteur de correction pour la longueur de la sonde.

Une relation proposée par Hara permet également de déterminer la résistance au cisaillement non drainé (Hara et al., 1971) :

$$s_u = 29 N_{60}^{0,72} \text{ en kPa} \quad (\text{A I-39})$$

## **I.7. Diagrammes d'interaction**

### **I.7.1. Capacité portante verticale**

La capacité portante exacte  $V_0$ , pour une semelle filante sur une surface argileuse, peut être dérivée à partir de la théorie de la plasticité et est donnée par l'équation A I-40 (pour un matériau de type Tresca) :

$$V_0 = (\pi+2)s_u B \quad (\text{A I-40})$$

Où B est la largeur de la semelle et  $s_u$  est la résistance au cisaillement non drainé du sol.

Pour un matériau de type Von Mises, la valeur est augmentée par un facteur de  $2/\sqrt{3}$  et on obtient :

$$V_0 = \frac{2}{\sqrt{3}} (\pi + 2) s_u B \quad (\text{A I-41})$$

### **I.7.2. Capacité portante pour une charge verticale V et un moment M**

Sous une combinaison de charges V et M, la capacité portante s'étudie généralement comme un problème équivalent statique d'une charge verticale excentrique. La charge excentrique

verticale est supposée agir sur une surface réduite sur laquelle la charge est centrée. Pour une semelle filante la largeur efficace est  $B' = B - 2e$ .

Cela nous mène à une capacité portante définie par la courbe d'état limite pour un chargement de type M-V (Meyerhof 1953) :

$$\frac{M}{M_0} = 4 \frac{V}{V_0} \left( 1 - \frac{V}{V_0} \right) \quad (\text{A I-42})$$

Où  $V_0$  est la capacité portante sous la charge verticale centrale. Cela signifie que la capacité atteint un pic en  $V = V_0/2$ , ce qui correspond à une excentricité de  $e = B/4$  et la valeur du moment en ce pic est de  $M_0 = BV_0/8$ .

#### **I.8. Fondation sur un sol dur reposant sur un stratum mou argileux (bi-couche)**

Le critère à prendre en compte pour le calcul d'une fondation sur un sol dur reposant sur un stratum mou argileux est l'effort induit par la semelle à l'interface entre le sol dur et le sol mou. Cet effort,  $\Delta p$ , doit correspondre à la faible capacité portante de la couche molle. La distribution de l'effort peut être calculée par l'équation A I-43.

Pour une fondation superficielle rectangulaire :

$$\Delta p = q \left[ \frac{BL}{(B + d_c)(L + d_c)} \right] \quad (\text{A I-43})$$

Pour une fondation superficielle carrée ou circulaire :

$$\Delta p = q \left[ \frac{B}{(B + d_c)} \right]^2 \quad (\text{A I-44})$$

Pour une semelle filante :

$$\Delta p = q \left[ \frac{B}{(B + d_c)} \right] \quad (\text{A I-45})$$

Où  $d_c$  représente le facteur de profondeur (dont la définition dépend de l'auteur : Vesic, Meyerhof, Hansen, Bolton...),  $B$  et  $L$  sont la largeur et la longueur de la fondation.

### **I.9. Fondation sur un sol mou reposant sur un stratum dur (bi-couche)**

La capacité portante ultime nette d'une fondation sur un sol mou reposant sur un stratum dur dépend de la résistance au cisaillement non drainé  $s_u$  de la couche en surface et est donnée par l'expression suivante, pour une analyse en contraintes totales (Tomlinson et al. 1995).

Pour les fondations circulaires ou carrées :

$$q_{n,ult} = \left( \frac{B}{2d} + \pi + 1 \right) s_u \quad \text{pour } \frac{B}{d} \geq 2 \quad (\text{A I-46})$$

Pour les semelles filantes :

$$q_{n,ult} = \left( \frac{B}{3d} + \pi + 1 \right) s_u \quad \text{pour } \frac{B}{d} \geq 6 \quad (\text{A I-47})$$

Où  $B$  est la plus petite dimension de la semelle et  $d$  l'épaisseur de la couche en surface. Il faut noter que, si les critères  $B/d \geq 2$  et  $B/d \geq 6$  ne sont pas satisfaits respectivement pour une semelle circulaire et pour une semelle filante, la fondation peut être traitée comme si elle se trouvait dans une couche argileuse homogène.



## **ANNEXE II**

### **RÉCAPITULATIF DES TRAVAUX DE RECHERCHE SUR LES DIAGRAMMES D'INTERACTION**

Le Tableau-A II-1 des pages suivantes récapitule l'ensemble des études théoriques ou expérimentales répertoriées dans cette revue de l'état des connaissances sur les diagrammes d'interaction.

Tableau-A II-1 Récapitulatif des travaux sur les courbes d'état limite.

Référence	Sol	Fondation	Charge	Méthode	Commentaires
Meyerhof (1953)	X	Circulaire et filante	V	Expérimentale	Introduction du concept d'excentricité et fondation réduite
Hansen 1970	Argile	Circulaire et filante	V	Expérimentale	Coefficients excentricité + inclinaison Transition douce pour le passage de la rupture en capacité VS glissement
Vesic 1975	Argile	Circulaire et filante	V	Expérimentale	Coefficients excentricité + inclinaison Transition « pointue » pour le passage de la rupture en capacité VS glissement
Bolton 1979	Argile	Circulaire et filante	V	Expérimentale	Transition douce pour le passage de la rupture en capacité VS glissement
Butterfield et Ticoff 1979	Sable dense	Filante	HMV	Expérimentale (triaxiaux)	Equation développée en 1993 pour les courbes enveloppes expérimentales
(Bell, 1991)	Argile	Circulaire	HMV	FEM	Modèle NL élastique Transition douce pour le passage de la rupture en capacité portante VS glissement Modèle pour chargement monotone
(Gottardi et Butterfield, 1993)	Sable dense	Circulaire	HMV	Expérimentale (swipe test)	3 composantes : pentes à l'origine parabole + angle rotation ellipse + capacité portante verticale
(Martin, 1994)	Argile	Spudcan	HMV	Swipe + FEM	Loi d'écrouissement pour le modèle plastique
(Ngo-Tran, 1996)	Argile	Spudcan	HMV	Swipe + FEM	Étude du comportement élastique (suite des travaux de Bell)
(Gottardi et al., 1999)	Sable	Circulaire	HMV	Swipe	Valeurs expérimentales pour fondations circulaires et rectangulaires Présentation de la loi d'écrouissement expérimentale
(Houlsby et Puzrin, 1999)	X	X	HMV	Théorique (lower bound et upper bound)	Résultats proches de Salençon et Pecker Upper bound = intersection de 4 upper bound
(Byrne, 2000)	Sable dense	Caisson	HMV		Concept d'inner surface et outter surface



Référence	Sol	Fondation	Charge	Méthode	Commentaires
(Martin et Houlsby, 2000)	Argile	Spudcan	HMV	Swipe	Différentes enveloppes de ruptures en fonction de l'enterrement mais forme constante
(Martin et Houlsby, 2001)	Argile	Spudcan	HMV	Macro-élément	Expression pour le calcul de $V_0$
(Houlsby et Byrne, 2001)	Rappel de l'équation pour trouver la courbe enveloppe (discussion), seulement 4 paramètres nécessaires.				
(Byrne et Houlsby, 2001)	Sable lâche	Circulaire	HMV	Swipe	Équation + paramètres expérimentaux
(Fraser Bransby, 2001)	Non drainé		MV	Théorique (lower bound) + FEM	Analyse du problème de détachement
(Cassidy et al., 2002)	Sable lâche	circulaire	HMV	Swipe test	Modèle C : 4 éléments (enveloppe, écrouissage, déplacement élastique, écoulement).
(Cassidy et al., 2004b)	Argile	Spudcan et caisson	HMV	Centrifugeuse, 100g	Bref résumé des recherches précédentes
(Cassidy et al., 2004a)	Argile et sable	Spudcan	HMV	FEM	Résumé des recherches précédentes Rappel des constantes expérimentales trouvées pour les différents modèles Généralisation à 6DDL
(Knappett et al., 2006)	Sable	Filante	Sismique	Expérimental	Table vibrante Camera grande vitesse Comparaison avec Pecker (lower bound, bonne corrélation)
(Bienen et al., 2006)	Sable lâche	Circulaire	HMV	Swipe test en 3D	6 DDL Liste des paramètres expérimentaux
Thèse Chatzigogos, 2007	Sable et argile	Circulaire et filante	HMV	Théorique + FEM	Modification de la formule de l'Eurocode 8 Capacité portante sismique (forces d'inertie)



## **ANNEXE III**

### **MÉTHODES D'AMÉLIORATION DES SOLS EN PLACE ET DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES**

Cette annexe présente quelques méthodes d'amélioration des sols en places, leurs avantages, défauts et limites d'application.

#### **III.1. Méthodes d'amélioration des sols en place**

En règle générale, les concepteurs vont favoriser les méthodes les plus économiques pour la réalisation des fondations. Ainsi, le traitement de sol visant la mise en place de fondations superficielles sera souvent préféré à la réalisation de fondations profondes (Hussin, 2006b). Il y a trois grandes familles de traitement d'amélioration des sols : le compactage, le traitement et la fixation. Les techniques de traitement consistent à construire un élément de renfort dans le sol, sans viser spécifiquement à améliorer les caractéristiques du sol support même si elle le souvent du fait de l'inclusion d'un élément. Les techniques présentées dans cette section et détaillées au sont :

- colonne de pierre (indifféremment appelé colonne de ballast ou vibroremplacement) [Figure-A III-1];
- colonne de béton vibré [Figure-A III-2];
- micro pieux [Figure-A III-3];
- injection de faille [Figure-A III-4].

Le traitement à l'aide d'une colonne de pierre consiste à remplir un forage de gravier, compacté le plus généralement à l'aide de vibrocompacteurs (parfois on pratique du compactage dynamique) [Figure-A III-1]. Cette méthode permet d'augmenter fortement la capacité portante. La colonne de béton est équivalente : la différence est que le béton est coulé et vibré en place [Figure-A III-2]. Cette méthode a l'avantage de favoriser le transfert de charges dans les sols organiques et cohésifs (Hussin, 2006b).

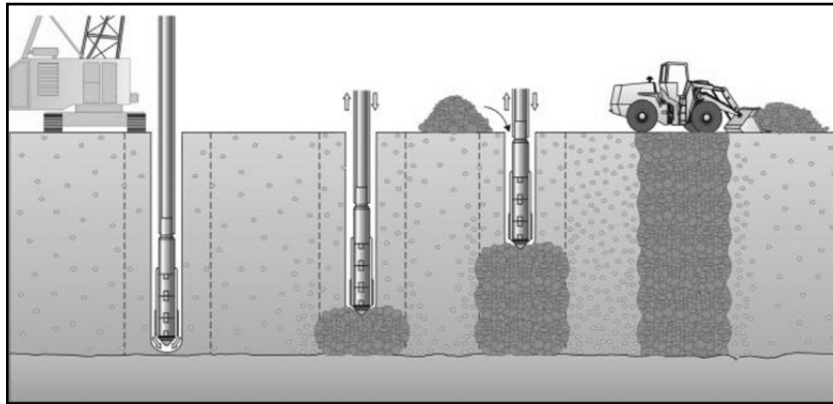


Figure-A III-1 Méthode de traitement à l'aide d'une colonne de pierre  
Tirée de Hussin (2006b)

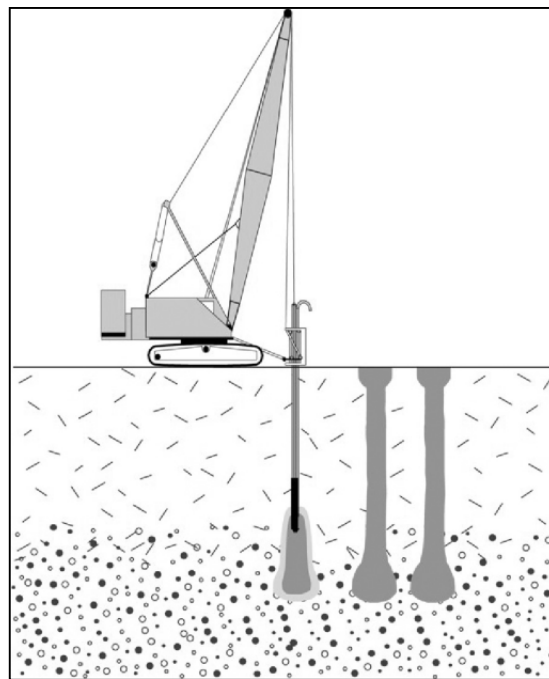


Figure-A III-2 Méthode de traitement par coulage de colonne en béton  
Tirée de Hussin (2006b)

Les micropiles (ou micropieux) sont utilisées dans presque tous les sols et servent à transférer les charges de la superstructure vers les couches portantes. Le processus de mise en place varie en fonction de leur longueur et de leur diamètre.

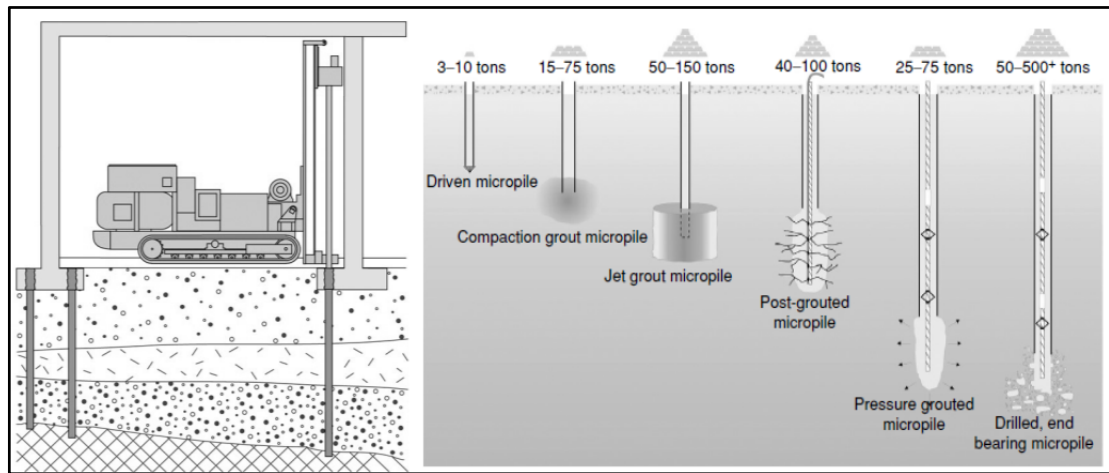


Figure-A III-3 Amélioration du sol par des micro piles  
Tirée de Hussin (2006b)

L'injection de faille consiste à combler une fracture du sol sous-jacent afin d'éviter des tassements importants de la structure. La mise en œuvre de cette technique est présentée en Figure-A III-4.

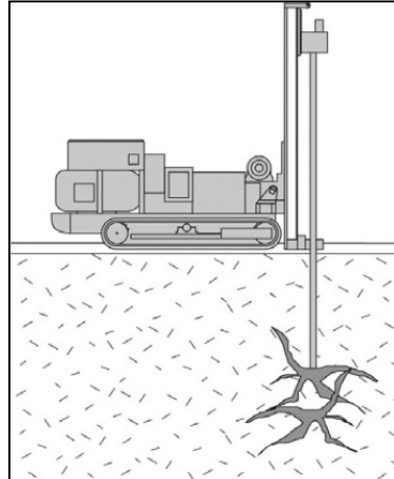


Figure-A III-4 Amélioration du sol par injection de fractures  
Tirée de Hussin (2006b)

Tableau-A III-1 Méthodes d'amélioration du sol

Méthode	Colonne de pierre	Colonne de béton vibrée	Micro piles	Injection de faille
Définition Bénéfices	Création et compactage d'une colonne de gravier (vibroremplacement) Augmentation de la capacité portante (jusqu'à 480 kPa) Densification du sol entourant Réduction du risque de liquéfaction, fontis	Création d'une colonne de béton <i>in situ</i> , à l'aide d'un vibroflotteur Densification du sol Favorisation du transfert de charges Augmentation de la capacité portante et de la stabilité Alternative à l'installation de pieux	A l'origine petit diamètre (<10cm), aujourd'hui jusqu'à 25cm et 500T supportés Utilisés pour ancrer les fondations dans des endroits peu facile d'accès	Injection de mortier dans le sol créant un gonflement servant à annuler le tassement Des injections en de multiples points améliorent la zone Une variation est l'injection pour les sols expansifs : traitement des argiles pour réduire leur affinité à l'eau par exemple
Sol traitables	Tous sauf les sols organiques Profondeur de la nappe peu importante	Idéal pour transférer les charges des couches molles vers les couches granulaires Profondeur de la nappe peu importante	Tous types de sol (forage + injection) Leur capacité dépendra du sol support	Tous types de sol
Equipement	Idem vibrocompactage	Pompe à béton Vibroflotteur	En général foncés ou coulés en place : matériel adapté	Matériel d'injection
Procédure	Cyclique : Creuser Remplir Compacter, etc...	Mouvement de va et viens en pied et en tête de colonne pour créer des têtes d'ancrage Pompage du béton en continu	Fonçage des micro piles (ou coulage) Si la friction n'est pas suffisante pour assurer la capacité portante, création d'un élément porteur en pied de pile	Création de pieux de grand diamètre autour de la structure existante Création de guides Injection du mortier Injection directe pour les sols mous
Matériaux	Roc concassé (plus le coefficient de friction est grand, meilleure est la colonne)	Béton ou mortier de ciment	Tuyau d'acier Mortier de ciment	Sous construction : mortier de ciment Sols expansifs : eau (foisonnement des argiles), cendres volantes (dessication), chlorure de potassium (réduit l'affinité à l'eau des argiles)
Design	Soit moyenne pondérée des caractéristiques, soit utilisation d'un facteur d'amélioration	Même chose que pour un pieu battu avec base élargie, on considère juste les propriétés améliorées du sol	Analyse structurelle standard	Identifier la couche qui va subir le tassement
Qualité	Test de pénétration Test de chargement à 150% de la charge de design	Monitoring lors de la mise en œuvre	Test de chargement à 200% de la charge de design	Monitoring de la structure lors de la mise en œuvre

### III.2. Dimensionnement d'une colonne ballastée par cisaillement (Baez)

Cette méthode explique que par l'introduction d'une colonne ballastée, les conditions de chargement sous l'effet d'un tremblement de terre peuvent être modifiées car la rigidité et l'état initial des contraintes ont changé dans les éléments considérés. La colonne, rigide, va concentrer les contraintes de cisaillement du tremblement de terre et ainsi réduire le niveau des contraintes de cisaillement en direction du sol entre les différentes colonnes. Le concept de redistribution des contraintes de cisaillement peut être mathématiquement expliqué ainsi :

$$\gamma_s = \gamma_{sc} \quad (\text{A III-1})$$

$$\tau_s/G_s = \tau_{sc}/G_{sc} \quad (\text{A III-2})$$

Avec :

- $\gamma_s$  = effort tranchant dans le sol;
- $\gamma_{sc}$  = effort tranchant dans la colonne;
- $\tau_s$  = tension de cisaillement dans le sol;
- $G_s$  = module de cisaillement dans le sol;
- $\tau_{sc}$  = tension de cisaillement dans la colonne;
- $G_{sc}$  = module de cisaillement dans la colonne.

L'équilibre nécessite que la force induite par la charge d'inertie du sol à une profondeur donnée soit égale à la somme des forces distribuées à chaque élément. La contrainte de cisaillement peut être estimée via l'approche simplifiée de l'évaluation des contraintes de cisaillement induites par le tremblement de terre :

$$\tau A = \tau_s A_s + \tau_{sc} A_{sc} \quad (\text{A III-3})$$

Avec :

- $\tau$  = la tension de cisaillement entrée.  $\sim 0.65 a_{\max} \sigma_0 r_d / g$ ;
- $a_{\max}$  = le pic d'accélération du sol en g;

- $\sigma_0$  = contrainte totale à la profondeur considérée;
- $r_d$  = facteur de profondeur;
- $A$  = surface plane totale =  $A_s + A_{sc}$  ;
- $A_s$  = surface plane du sol non traité;
- $A_{sc}$  = surface plane de la colonne vibrante.

Si le ratio de la surface de la colonne sur la surface plane totale est défini ainsi :

$$Ar = A_{sc}/A \quad (\text{A III-4})$$

(Équivalent à  $A_c/A$  chez Priebe.)

Et que le ratio du module de cisaillement de la colonne sur le module de cisaillement du sol est défini ainsi :

$$Gr = G_{sc}/G_s \quad (\text{A III-5})$$

Alors, les équations précédentes peuvent être combinées afin d'en déduire la moyenne des contraintes de cisaillement dans la colonne et dans le sol.

$$\tau_{sc} = \frac{\tau}{\left[ A_r + \frac{1}{G_r} (1 - A_r) \right]} \quad (\text{A III-6})$$

$$\tau_s = \frac{\tau_{sc}}{G_r} \quad (\text{A III-7})$$

L'équation A III-7 montre que les contraintes seront concentrées dans la colonne proportionnellement au ratio du module de cisaillement entre la colonne et le sol. Ceci est dû à la concentration des contraintes dans les matériaux rigides de la colonne, la contrainte de cisaillement dans le sol sera donc plus faible que pour un sol non traité. Afin d'introduire l'effet des colonnes sur la contrainte de cisaillement perçue par le sol entre les colonnes,



l'équation A III-6 peut être modifiée à l'aide du facteur  $K_G$ . Ce facteur est le ratio entre la contrainte de cisaillement dans le sol ( $CSR_1$ ) et la contrainte de cisaillement de la surface plane totale (CSI) :

$$K_G = \frac{\tau_s}{\tau} = \frac{CSR_1}{CSI} \quad (A \text{ III.8})$$

$$K_G = \frac{1}{G_r} \cdot \frac{1}{\left[ A_r + \frac{1}{G_r} (1 - A_r) \right]} \quad (A \text{ III.9})$$

$K_G$  est défini comme le facteur de réduction qui peut être appliqué au ratio de contrainte cyclique (CSR) et utilisé pour les courbes empiriques de Seed et al. (1985).

Le coefficient de sécurité contre la liquéfaction du sol avant amélioration peut être écrit comme le ratio de la force de cisaillement du sol sur les contraintes de cisaillement d'entrée :

$$FS_{\text{pré-amélioration}} = \tau_s / \tau \quad (A \text{ III-10})$$

L'équation A III-10 peut alors être réécrite en termes de coefficient de sécurité contre la liquéfaction d'une couche donnée. Ce coefficient de sécurité est introduit dans l'équation A III-11 qui permet une évaluation pratique de la surface de remplacement, le ratio de surface nécessaire pour éviter la liquéfaction :

$$A_r = \frac{1}{(G_r - 1)} \left( \frac{1}{FS_{\text{pré-amélioration}}} - 1 \right) \quad (A \text{ III-11})$$

Dans certain cas où le facteur de pré-amélioration de sécurité est trop faible ou le ratio du module de cisaillement n'est pas assez grand, le ratio de la surface de remplacement calculé peut être supérieur à 1. Sous ces conditions, la réduction du risque de liquéfaction d'un sol par le système de redistribution des contraintes n'est pas possible.



## ANNEXE IV

### VALIDATION DES FORMULES ADAPTÉES DE L'EUROCODE 8 ET DONNÉES PAR CHATZIGOGOS

Ayant été confronté à des petits soucis lors des premiers tracés des diagrammes d'interaction donnés par Chatzigogos, cette annexe présente une comparaison des résultats obtenus à ceux présentés dans la thèse de doctorat de Chatzigogos.

Note : chez Chatzigogos les courbes sont tracées en fonction de N, V et M (avec  $N \Leftrightarrow V$ ,  $V \Leftrightarrow H$  et  $M \Leftrightarrow M$  selon la notation de Martin et al.). De plus il définit :

$$N = \frac{N_{Ed}}{C_0 \pi r^2} = 6,06 \bar{N} \quad (\text{A IV-1})$$

$$M = \frac{M_{Ed}}{2C_0 \pi r^3} = 6,06 \bar{M} \quad (\text{A IV-2})$$

$$V = \frac{V_{Ed}}{C_0 \pi r^2} = 6,06 \bar{V} \quad (\text{A IV-3})$$

$$\bar{F}_h = \pi F_h \quad (\text{A IV-4})$$

Les courbes ont été vérifiées pour la formulation de l'Eurocode 8 :

$$\frac{(1 - e\bar{F}_h)^{c_r} (\beta\bar{V})^{c_r}}{(\bar{N})^a \left[ (1 - m\bar{F}_h^{c_N})^{c'_N} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F}_h)^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[ (1 - m\bar{F}_h^{c_N})^{c'_N} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (\text{A IV-5})$$

Avec  $0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F}_h^k)^{k'}$  (A IV-6)

Et  $|\bar{V}| \leq \frac{1}{\pi + 2}$  (A IV-7)

Les Figure-A IV-1 à A IV-4 présentent la comparaison des résultats obtenus et tracés avec Grapher aux résultats présentés par Chatzigogos dans sa thèse de doctorat (2007).

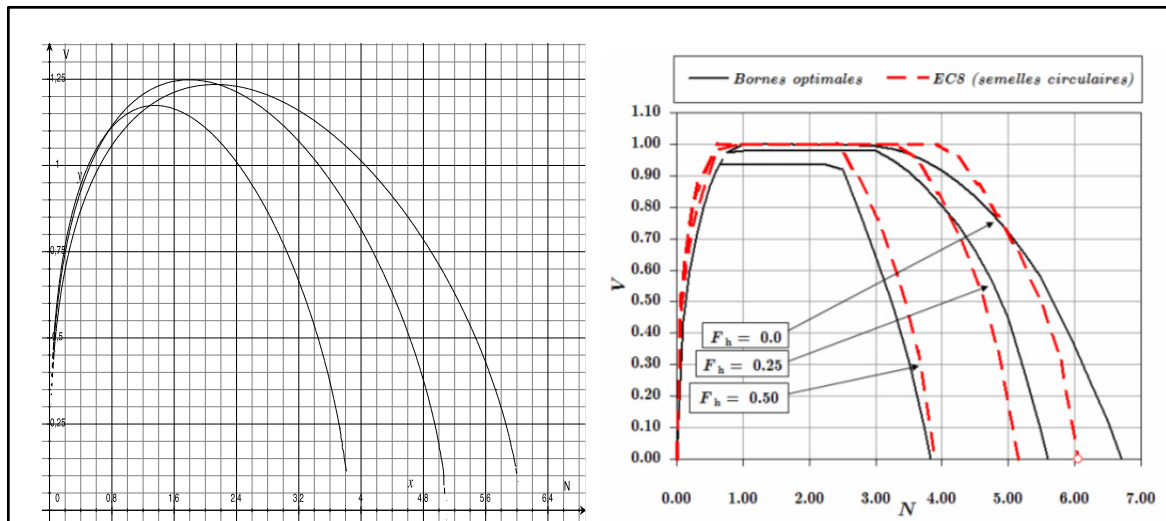


Figure-A IV-1 Comparaison des courbes obtenues dans le plan  $H:V$  pour la formule de l'Eurocode 8 ( $M=0$ )

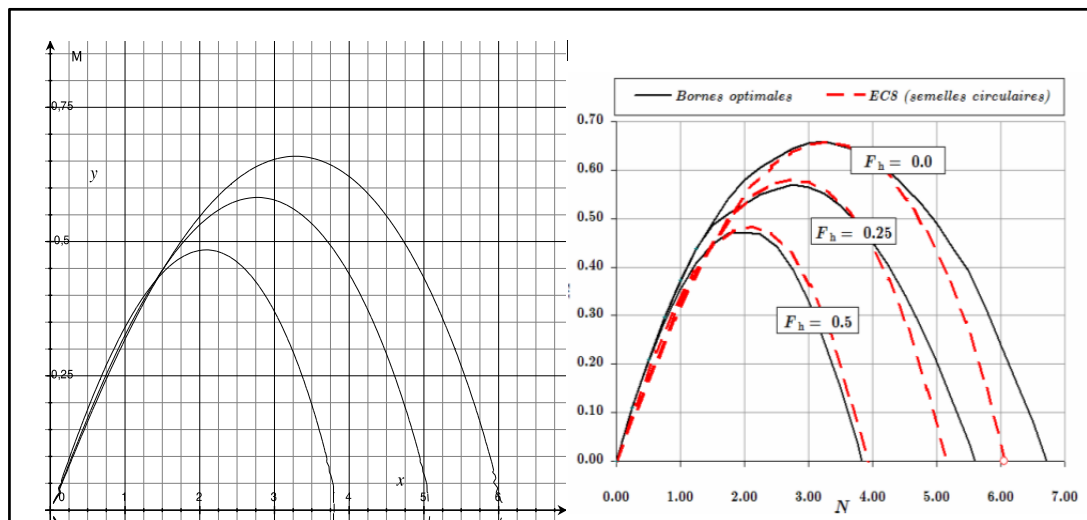


Figure-A IV-2 Comparaison des courbes obtenues dans le plan  $M:V$  pour la formule de l'Eurocode 8 ( $H=0$ )

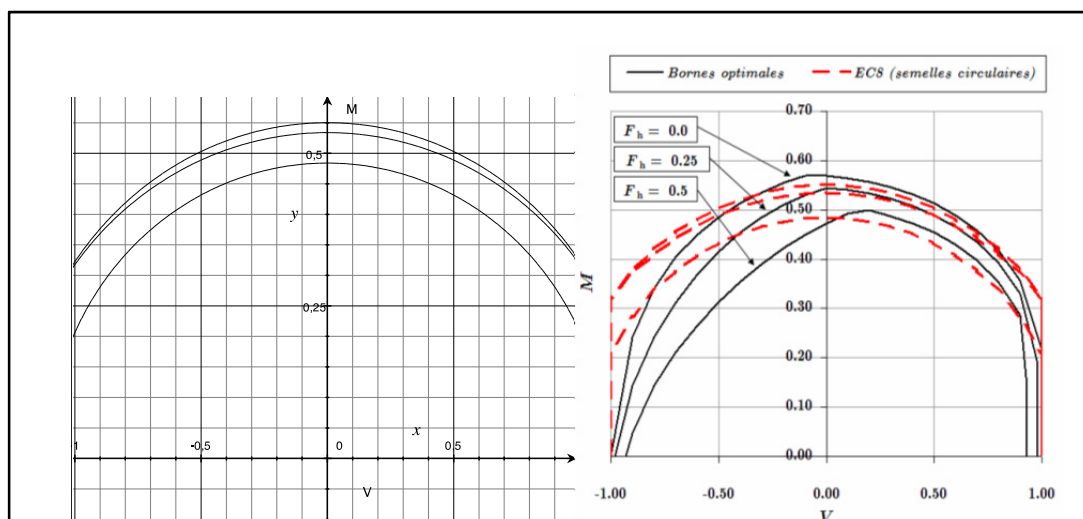


Figure-A IV-3 Comparaison des courbes obtenues dans le plan  $H:M$  pour la formule de l'Eurocode 8 ( $V/V_0=1/3$ )

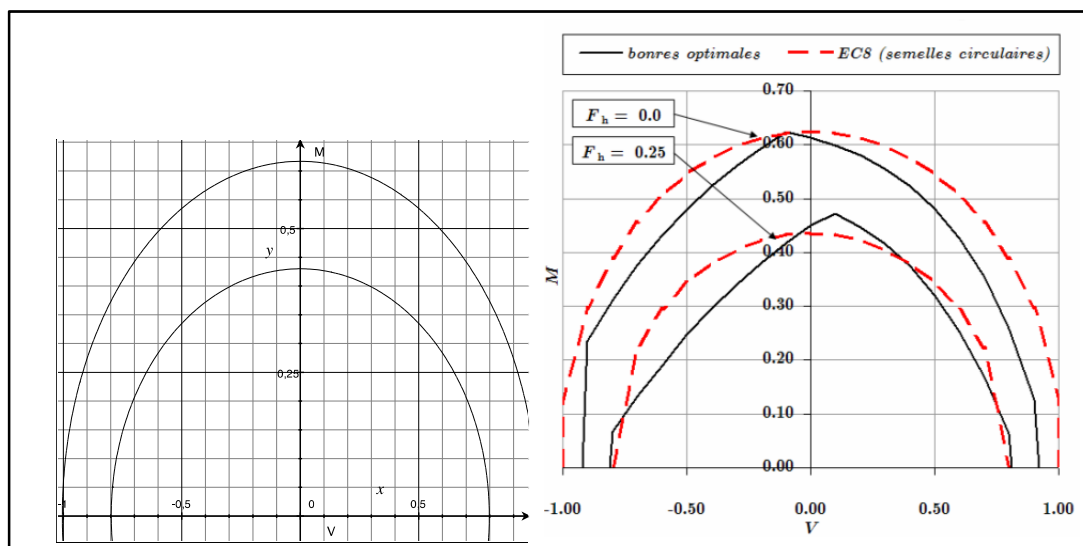


Figure-A IV-4 Comparaison des courbes obtenues dans le plan  $H:M$  pour la formule de l'Eurocode 8 ( $V/V_0=1/2$ )



## **ANNEXE V**

### **DÉVELOPPEMENT D'UN OUTIL DE CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE POUR LES SOLS NATURELS ET TRAITÉS : CaPoDyn**

Les différentes équations des méthodes classiques d'évaluation de la capacité portante présentées au chapitre 1 et celles des courbes enveloppes de capacité portante pour les chargements combinés présentées au chapitre 2 ont été implémentées dans un chiffrier. Ce chiffrier, baptisé CaPoDyn pour Capacité portante dynamique, se veut un outil pour évaluer la capacité portante en conditions statiques et sismiques selon les différentes méthodes afin de les comparer et de réaliser des analyses paramétriques. Cette annexe présente à la fois la validation des méthodes implémentées dans le chiffrier et l'organisation du chiffrier CaPoDyn.

#### **V.1. Validation des méthodes utilisées dans le chiffrier**

Le but de cette partie est de présenter la démarche de validation employée afin de s'assurer que les méthodes implémentées dans le chiffrier donnent des résultats exacts. Les méthodes considérées sont celles du Manuel Canadien des Fondations (MCIF) et de Richards pour la capacité portante en conditions statiques et dynamiques, les méthodes de Priebe et Baez pour le calcul des propriétés des sols traités et les équations des diagrammes d'interaction des modèles Oxford et Eurocode 8.

##### **V.1.1. Manuel Canadien des fondations (MCIF)**

La validation de la méthode implémentée dans le chiffrier s'est faite avec des calculs faits « à la main » pour les conditions statiques (drainées) et dynamiques (non drainées). Une validation par un modèle de grille bidimensionnelle et un logiciel de différences finies est présentée au chapitre 8 de cette thèse.

### Calculs « à la main », en conditions statiques (drainées).

L'exemple fictif choisi est présenté dans le Tableau-A V-1. Il représente une semelle rectangulaire sur un sol argileux.

Tableau-A V-1 Caractéristiques de la fondation, du sol et du chargement considérés

Caractéristique	Valeur
B	3m
L	6m
Profondeur	2m
Profondeur nappe	4m
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>
$\Phi'$	36°
$c'$	12kPa
$s_u$	50kPa
H	102MN
V	1000MN
$M_L$	500MN
$M_B$	100MN
$\theta$	11,3°
$\beta$	0,05 rad
$\delta$	0,1 rad

Les calculs détaillés sont présentés ci-dessous et dans les Tableaux-A V-2 et A V-3.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = 37,75 \quad (\text{A V-1})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 50,59 \quad (\text{A V-2})$$

$$N_\gamma = 0,0663 e^{0,1623 \phi} = 22,86 \quad (\text{A V-3})$$

$$\delta_L = 90^\circ - \arctan \left( \frac{V}{H_L} \right) = 5,71^\circ \quad (\text{A V-4})$$



$$\delta_B = 90^\circ - \arctan\left(\frac{V}{H_B}\right) = 1,15^\circ \quad (\text{A V-5})$$

$$e_L = \frac{M_L}{V} = 0,5 \Rightarrow L' = L - 2e_L = 5m \quad (\text{A V-6})$$

$$e_B = \frac{M_B}{V} = 0,1 \Rightarrow B' = B - 2e_B = 2,8m \quad (\text{A V-7})$$

Tableau-A V-2 Calcul des coefficients de modification pour le cas statique

Facteur	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
Forme de la fondation	$S_{cs} = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$ $S_{cs} = 1,42$	$S_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan\phi = 1,41$	$S_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} = 0,78$
Charge inclinée	$S_{ci} = S_{qi} - \frac{1 - S_{qi}}{N_c \tan\phi}$ $S_{ci} = 0,35$	$S_{qi} = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot\phi}\right)^m$ $S_{qi} = 0,36$	$S_{\gamma i} = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot\phi}\right)^{m+1}$ $S_{\gamma i} = 0,33$
Profondeur	$S_{cd} = S_{qd} - \frac{1 - S_{qd}}{N_c \tan\phi}$ $S_{cd} = 1,18$	$S_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 k$ $S_{qd} = 1,17$	$S_{\gamma d} = 1$
Pente en surface	$S_{c\beta} = S_{q\beta} - \frac{1 - S_{q\beta}}{N_c \tan\phi}$ $S_{c\beta} = 0,90$	$S_{q\beta} = (1 - \tan\beta)^2 = 0,90$	$S_{\gamma\beta} = (1 - \tan\beta)^2 = 0,90$
Inclinaison fouille	$S_{c\delta} = S_{q\delta} - \frac{1 - S_{q\delta}}{N_c \tan\phi}$ $S_{c\delta} = 0,86$	$S_{q\delta} = (1 - \delta \tan\phi)^2 = 0,86$	$S_{\gamma\delta} = (1 - \delta \tan\phi)^2$ $S_{\gamma\delta} = 0,86$
Produit	0,45	0,46	0,20

Avec  $\theta = 11,3^\circ$

$$m_B = \left(2 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{B}{L}\right) = 3,75 \quad (\text{A V-8})$$

$$m_L = \left(2 + \frac{L}{B}\right) \left(1 + \frac{L}{B}\right) = 12 \quad (\text{A V-9})$$

d'où  $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta = 11,68 \quad (\text{A V-10})$

Et  $\frac{D}{B} < 1 \Rightarrow k = \frac{D}{B} = 0,67 \quad (\text{A V-11})$

Tableau-A V-3 Calcul des  $\gamma$  pour l'équation de capacité portante

Profondeur	Pour le terme avec $N_\gamma$	Pour le terme $q_s$
$D < z < D+B$	$\gamma_{sub} + \frac{z-D}{B} (\gamma_{bulk} - \gamma_{sub}) = 15,73$	$\gamma_{bulk} D = 38$

$$q_u = c N_c S_c + q_s N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (\text{A V-12})$$

$$q_u = 12 \times 50,59 \times 0,45 + 38 \times 37,75 \times 0,46 + \frac{1}{2} \times 15,73 \times 2,8 \times 22,86 \times 0,20 = 1033,74 \text{ kPa} \quad (\text{A V-13})$$

d'où  $q_{netu} = q_u - q_{ob} = 1297,42 \text{ kPa} \quad (\text{A V-14})$

Et  $q_{all} = \frac{q_{netu}}{FS} + q_{ob} = 470,47 \text{ kPa} \quad (\text{A V-15})$

### Calculs « à la main » en conditions sismiques (non drainé)

Les conditions sismiques induisent des durées d'événement ne permettant pas le drainage du sol. En conséquence on peut considérer que pour un calcul de la capacité portante, en conditions non drainées, l'angle de frottement  $\phi' = 0$  représente les conditions sismiques. Les seuls paramètres qui changent par rapport aux conditions statiques (sol drainé) sont les coefficients de modification  $S$ , les coefficients  $N$  ainsi que la cohésion  $c$  dans l'équation de

calcul de la capacité portante ultime. Ces calculs ont été refaits « à la main » et sont présentés en partie dans le Tableau-A V-4, et comparés aux résultats du tableur dans le Tableau-A V-5.

Tableau-A V-4 Calcul des coefficients de modification pour le cas dynamique ( $\Phi=0^\circ$ )

Facteur	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
Forme de la fondation	$S_{cs} = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c} = 1,11$	$S_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1$	$S_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} = 0,78$
Charge inclinée	$S_{ci} = 1 - \frac{mH}{B' L' c N_c}$ $S_{ci} = 0,67$	$S_{qi} = \left( 1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot \phi} \right)^m = 1$	$S_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot \phi} \right)^{m+1}$ $S_{\gamma i} = 1$
Profondeur	$S_{cd} = 1 + 0,4k = 1,27$	$S_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1$	$S_{\gamma d} = 1$
Pente en surface	$S_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$ $S_{c\beta} = 0,98$	$S_{q\beta} = (1 - \tan \beta)^2$ $S_{q\beta} = 0,90$	$S_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2$ $S_{\gamma\beta} = 0,90$
Inclinaison fouille	$S_{c\delta} = 1 - \frac{2\delta}{\pi + 2}$ $S_{c\delta} = 0,96$	$S_{q\delta} = (1 - \delta \tan \phi)^2 = 1$	$S_{\gamma\delta} = (1 - \delta \tan \phi)^2 = 1$
Produit	0,89	0,90	0,70

### Comparaison des résultats obtenus « à la main » à ceux obtenus avec le chiffrier

Le Tableau-A V-5 permet de comparer les résultats obtenus « à la main » à ceux calculés par le chiffrier.

Tableau-A V-5 Comparaison des résultats calculés « à la main » à ceux obtenus avec le chiffrier

	Statique		Dynamique	
	À la main	Tableur	À la main	Tableur
$N_q$	37,75	<b>37,75</b>	1	<b>1</b>
$N_c$	50,59	<b>50,59</b>	5,14	<b>5,14</b>
$N_\gamma$	22,86	<b>22,86</b>	0	<b>0</b>
$B'$	2,8	<b>2,8</b>	2,8	<b>2,8</b>
$L'$	5	<b>5</b>	5	<b>5</b>
$S_c$	0,45	<b>0,44</b>	0,89	<b>0,89</b>
$S_q$	0,46	<b>0,46</b>	0,90	<b>0,90</b>
$S_\gamma$	0,20	<b>0,20</b>	0,70	<b>0,70</b>
$\gamma$ pour $N_\gamma$	15,73	<b>15,73</b>	15,73	<b>15,73</b>
$\gamma$ pour $q_s$	38	<b>38</b>	38	<b>38</b>
$q_u$ (kPa)	1033,74	<b>1034,66</b>	262,93	<b>261,85</b>
$q_{netu}$ (kPa)	995,74	<b>996,66</b>	224,93	<b>223,85</b>
$q_{all}$ (kPa)	369,91	<b>370,22</b>	112,98	<b>112,62</b>

Comme on peut le remarquer, le chiffrier donne de bons résultats. Les petits écarts repérés pour les facteurs de modification sont dus aux arrondis successifs effectués lors des calculs « à la main ». L'écart maximal mesuré est de 0,48%, ce qui est très satisfaisant.

#### V.1.2. Méthode de Richards (1993)

Les équations de Richards permettent de déterminer de nouveaux coefficients de capacité portante  $N_i$  correspondants à des charges sismiques donc en conditions dynamiques en passant par le calcul des coefficients de pression de la terre  $K_i$  et des angles critiques de rupture  $\rho_i$ . La nouvelle capacité portante ainsi calculée nous indique la capacité d'un sol sous chargement dynamique.

La vérification de la méthode a été faite grâce au tableau des résultats publiés dans son article (Richards et al., 1993). La comparaison avec la méthode intégrée au chiffrier est présentée dans le Tableau-A V-6.

Tableau-A V-6 Comparaison des facteurs de capacité portante dynamique obtenus par Richards à ceux obtenus avec le chiffrier

tan $\theta$	Richards	Tableur	Richards	Tableur	Richards	Tableur
	$N_{qE}$		$N_{\gamma E}$		$N_{cE}$	
0	16,51	<b>16,510</b>	23,76	<b>23,756</b>	26,86	<b>26,865</b>
0,087	12,86	<b>12,881</b>	15,34	<b>15,379</b>	20,55	<b>20,578</b>
0,176	9,84	<b>9,852</b>	9,45	<b>9,465</b>	15,31	<b>15,331</b>
0,268	7,3	<b>7,298</b>	5,36	<b>5,357</b>	10,91	<b>10,908</b>
0,364	5,12	<b>5,123</b>	2,61	<b>2,604</b>	7,14	<b>7,141</b>
0,466	3,21	<b>3,216</b>	0,88	<b>0,879</b>	3,83	<b>3,838</b>
0,577	1	<b>1,067</b>	0	<b>0,001</b>	0	<b>0,116</b>

L'écart maximum mesuré est de 6,7% (pour le  $N_{qE}$ , lorsque  $\tan \theta = 0,577$ ). Cet écart s'explique car on arrive à la limite de validité de la formule : pour  $\tan \theta = 0,57735026$ , on obtient  $N_{qE} = 1,000332$  et  $N_{cE} = 0,000575$ . En dehors de ce cas particulier, l'écart maximum obtenu est de 0,25% ce qui est très satisfaisant.

En répétant l'exemple donné dans l'article de Richards, plusieurs erreurs ont retenu notre attention. En effet, le calcul du facteur de capacité portante statique de Richards  $N_{\gamma}$  nous donne des valeurs incohérentes pour  $\delta$  différent de zéro. De même il semble y avoir une erreur dans la formule du  $K_p$  (statique) entraînant des écarts dans le calcul des indices  $N$  statiques. Il a également été remarqué que dans le tableau 2 de l'article de Richards (1993), une erreur de typographie s'est glissée : dans la deuxième ligne on traite du cas où  $\tan \theta = 0,087$  et non pas 0,807 comme il est écrit.

Par acquis de conscience, nous avons également comparé les courbes présentées par Richards en figure 5 dans son article à celle tracées avec le chiffrier [Figure-A V-1].

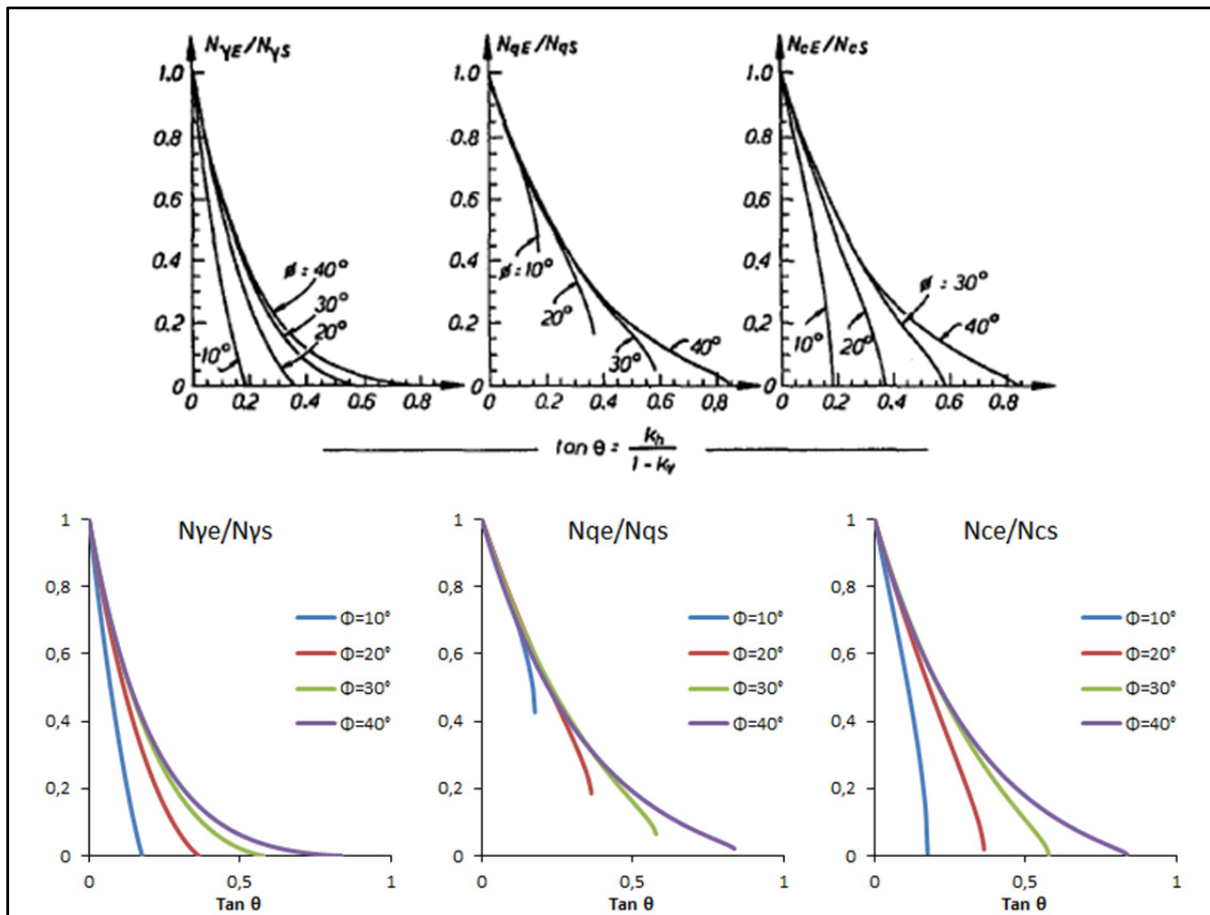


Figure-A V-1 Comparaison des ratios statique – sismique pour les coefficients de capacité portante

À la vue des résultats comparés en Figure-A V-1 et au Tableau-A V-6, il apparaît que les équations programmées dans le chiffrier donnent des résultats très acceptables.

### V.1.3. Méthode de Priebe (1995)

La méthode de Priebe a été validée avec les exemples donnés dans sa notice technique. La première étape a été de valider avec la méthode dite graphique (à la vue de la précision, il paraît fortement probable que les résultats aient été calculés numériquement). Cette méthode considère la même densité apparente pour le sol et la colonne, ce qui explique les différences de résultats entre cette méthode « graphique » et le calcul plus rigoureux présenté dans les tableaux de résultats à la fin de la notice technique.

Tableau-A V-7 Comparaison des résultats donnés par Priebe et de ceux obtenus par le chiffrier

	Méthode graphique	Chiffrier	Exemple numérique	Chiffrier
$n_0$	2,35	<b>2,34</b>	2,34	<b>2,34</b>
$\Delta A/A_c$	0,05	<b>0,05</b>	0,05	<b>0,05</b>
$n_1$	2,30	<b>2,32</b>	2,32	<b>2,32</b>
$f_d$	1,38	<b>1,39</b>	1,27	<b>1,2649</b>
$n_2$	3,17	<b>3,22</b>	2,94	<b>2,93</b>
$m_1$			0,57	<b>0,57</b>
$\Phi_1$			25,54	<b>25,51</b>
$c_1$			8,61	<b>8,63</b>
$m_2$			0,66	<b>0,66</b>
$\Phi_2$			28,98	<b>28,94</b>
$c_2$			6,80	<b>6,82</b>

L'écart maximal mesuré est de 0,4%. Il peut s'expliquer par les arrondis successifs faits dans la méthode de Priebe (si on remplace la valeur obtenue dans le chiffrier en  $n_2$  par 2,94, comme chez Priebe, le  $\Phi_2$  devient 28,97, et le  $c_2$  devient 6,80). À la lumière de ces résultats il apparaît raisonnable de dire que la méthode de Priebe implémentée dans le chiffrier est fiable. Par ailleurs la comparaison faite en Figure-A V-2 est très satisfaisante.

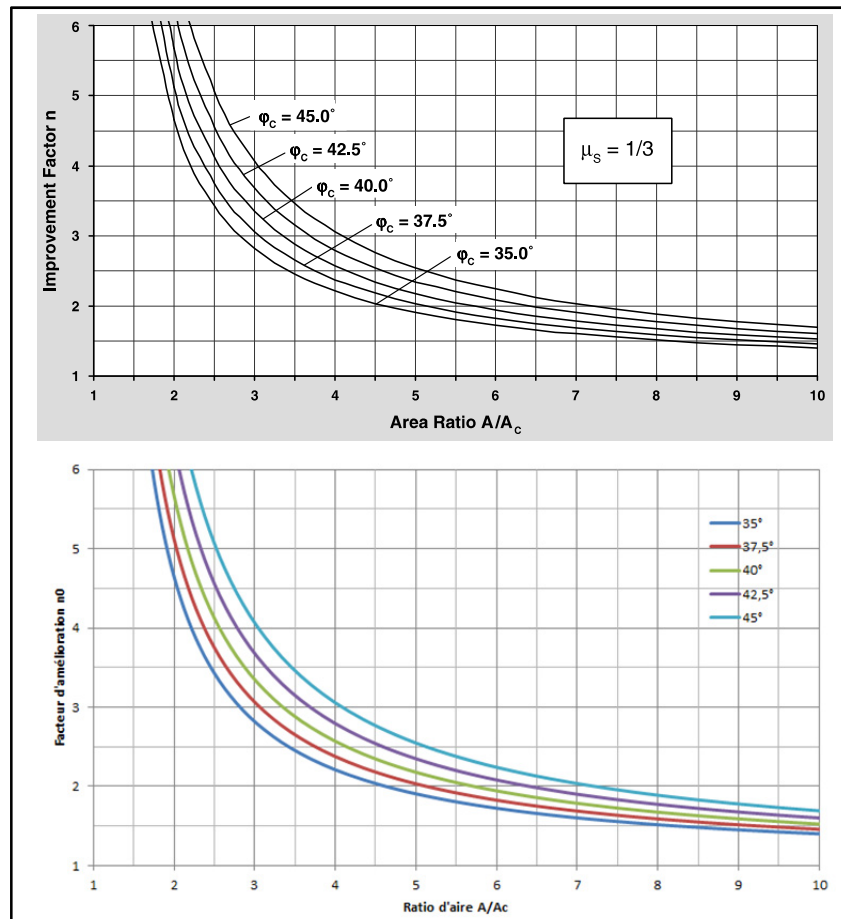


Figure-A V-2 Comparaison du facteur d'amélioration  $n_0$  défini par Priebe à celui obtenu à partir du chiffrier en fonction du ratio de remplacement

#### V.1.4. Méthode de Baez Satizabal (1995)

Les calculs de la méthode de Baez sont soumis à certaines conditions. En effet, les calculs du modèle SPT sont valables pour des surfaces de remplacement allant de 5,5% à 17%. Les résultats obtenus avec le chiffrier sont comparés à ceux donnés par Baez dans sa thèse dans les Figures-A V-3 et A V-4.



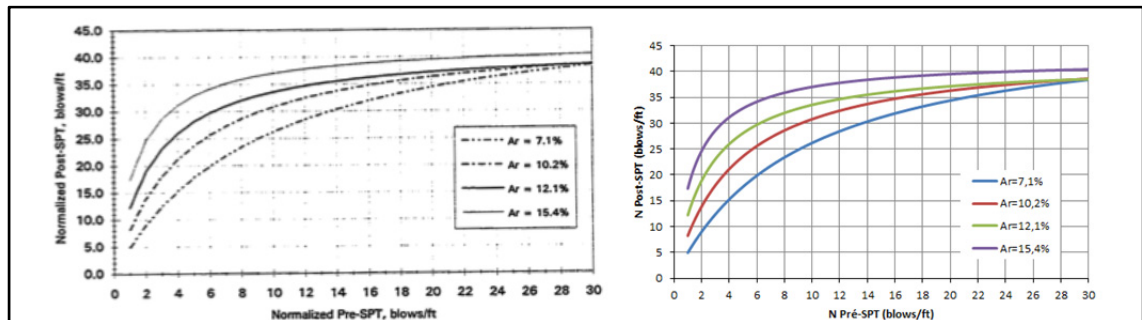


Figure-A V-3 Comparaison des courbes obtenues à partir des formules expérimentales pour le SPT

La formule générale donnée par Baez pour le modèle SPT fonctionne correctement et la comparaison peut être faite en Figure-A V-4.

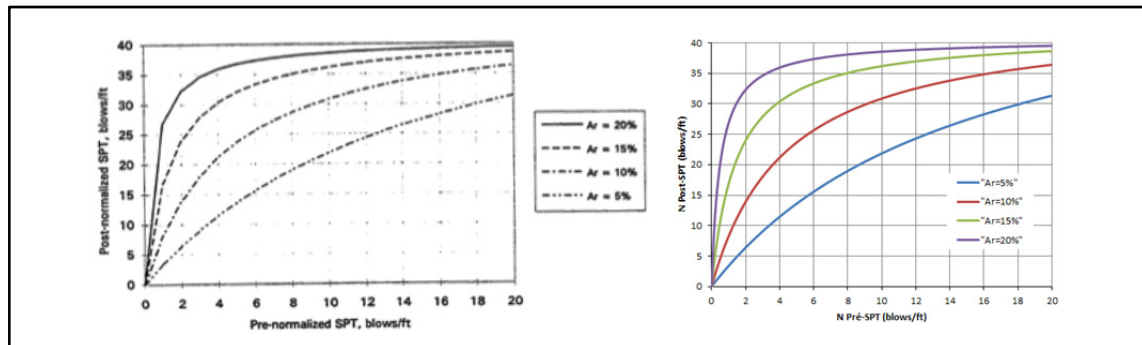


Figure-A V-4 Comparaison des courbes obtenues avec la formule générale pour le SPT

De la même manière les calculs du modèle CPT sont valables pour des valeurs de  $A_r$  comprise entre 4 et 12%. Les résultats obtenus avec le chiffrier sont comparés à ceux donnés par Baez dans sa thèse dans les Figures-A V-5 à A V-8.

À la lumière de ces résultats il apparaît raisonnable de dire que la méthode de Baez implémentée dans le chiffrier est fiable.

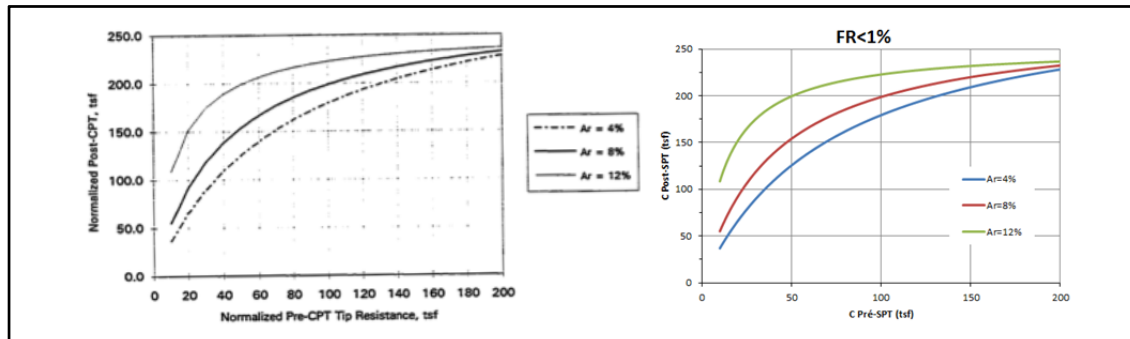


Figure-A V-5 Comparaison des courbes obtenues à partir des formules expérimentales pour le CPT,  $FR < 1\%$

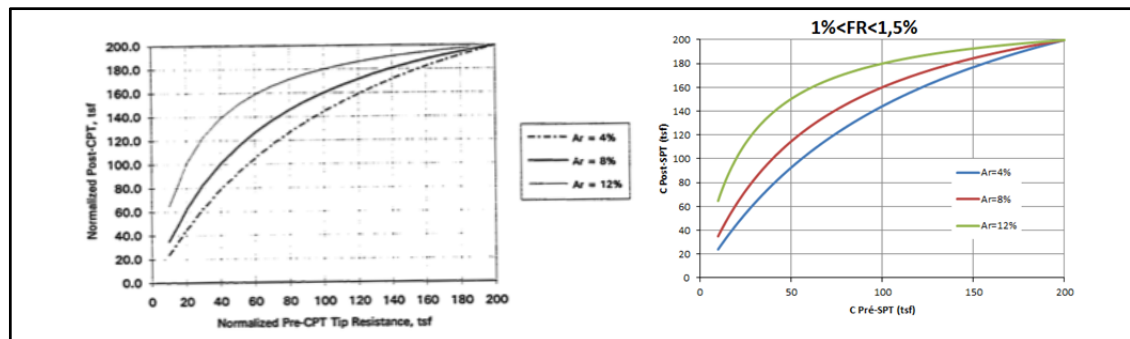


Figure-A V-6 Comparaison des courbes obtenues à partir des formules expérimentales pour le CPT,  $1\% < FR < 1,5\%$

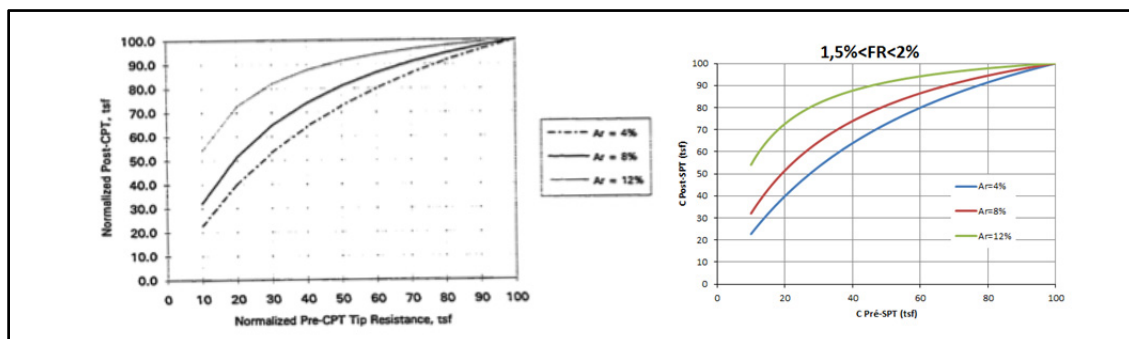


Figure-A V-7 Comparaison des courbes obtenues à partir des formules expérimentales pour le CPT,  $1,5\% < FR < 2\%$

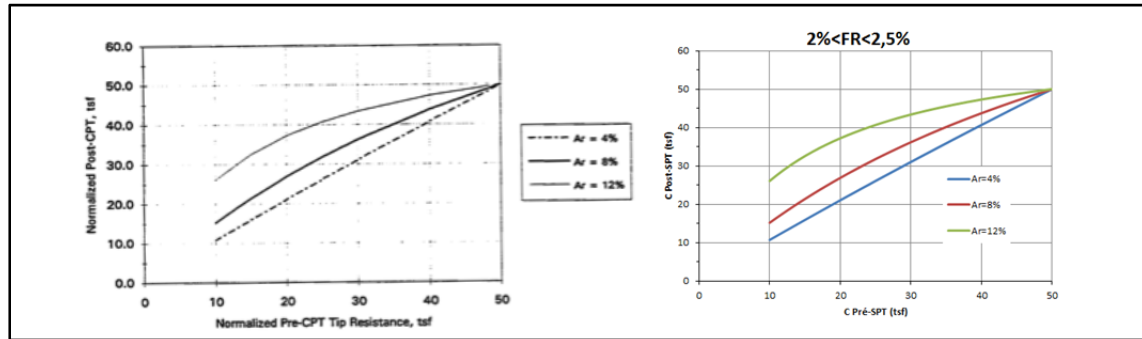


Figure-A V-8 Comparaison des courbes obtenues à partir des formules expérimentales pour le CPT,  $2\% < FR < 2,5\%$

### V.1.5. Modèles de courbes enveloppes de type Oxford

#### Implémentation dans le chiffrier

Cette section présentera brièvement la méthode suivie pour implémenter les courbes enveloppes du plan H:M dans le chiffrier.

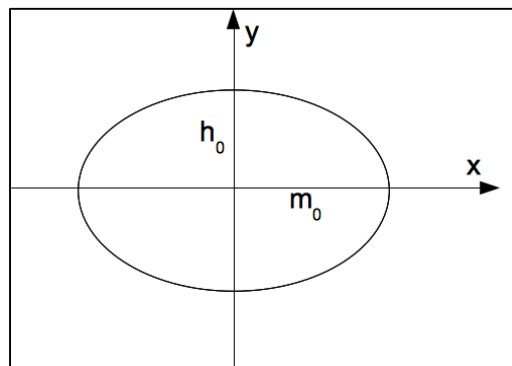


Figure-A V-9 Ellipse de centre O et de demi petit axe  $h_0$  et de demi grand axe  $m_0$

L'ellipse présentée à la Figure-A V-9 est définie par l'équation A V-16. La difficulté consiste à représenter l'inclinaison de l'ellipse par rapport aux axes  $(x, y)$  du repère. Si on procède à un changement de repère tel que l'origine O reste la même mais que les axes  $(x, y)$  subissent une rotation d'angle  $\theta$ , en utilisant la formule de changement de repère [Eq. A V-17] on obtient la formulation donnée en équation A V-18. Puis en développant on trouve l'équation A V-19.

$$\frac{x^2}{m_0^2} + \frac{y^2}{h_0^2} = 1 \quad (\text{A V-16})$$

$$\begin{Bmatrix} x' \\ y' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} \quad (\text{A V-17})$$

$$\frac{(x \cos \theta + y \sin \theta)^2}{m_0^2} + \frac{(-x \sin \theta + y \cos \theta)^2}{h_0^2} = 1 \quad (\text{A V-18})$$

$$\Rightarrow \underbrace{m_0^2 h_0^2}_D = x^2 \underbrace{(h_0^2 \cos^2 \theta + m_0^2 \sin^2 \theta)}_A + 2xy \underbrace{\cos \theta \sin \theta (h_0^2 - m_0^2)}_B + y^2 \underbrace{(m_0^2 \cos^2 \theta + h_0^2 \sin^2 \theta)}_C \quad (\text{A V-19})$$

La solution y de cette équation donne (pour C différent de 0) :

$$y = -\frac{Bx}{C} + \frac{\sqrt{-4ACx^2 + 4CD + 4B^2x^2}}{2C} \text{ pour } x \in [0; +\infty[ \quad (\text{A V-20})$$

La solution donnée en équation A V-20 n'est pas exacte. En effet, l'ellipse ainsi définie a pour longueurs de demi grand axe et demi petit axe  $h_0$  et  $m_0$ , alors que selon la formulation du modèle Oxford les longueurs du demi grand axe et du demi petit axe sont légèrement supérieures à  $h_0$  et  $m_0$  respectivement. Ainsi la différence évaluée entre la méthode implémentée dans le chiffrier et la formulation du modèle Oxford est de l'ordre de 2%. Cette différence relativement faible d'une part, et allant dans le sens du conservatisme d'autre part, est acceptable au regard de la précision des paramètres géotechniques estimés.

Ainsi la première étape pour le chiffrier consiste à estimer la capacité portante verticale selon la méthode utilisée par les auteurs du modèle Oxford sur du sable [Eq. A V-21] (Gottardi et al., 1999) et sur de l'argile [Eq. A V-22] (Martin et Houlsby, 2001) :

$$V_0 = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma B L \quad (\text{A V-21})$$

$$V_0 = (N_c s_{u0} + \gamma' z) B L \quad (\text{A V-22})$$

Puis on évalue le rapport  $V/V_0$  et on calcule les termes A, B, C et D [A V-19] avant de tracer la parabole définie par l'équation A V-20.

L'angle  $\theta$  est pris égal à  $12.6^\circ$  qui est la valeur trouvée pour les sables selon Gottardi et Butterfield (1993). Pour l'argile l'angle est variable et est fonction du rapport  $V/V_0$ . Pour des raisons de simplicité, un angle fixe, d'une valeur de  $12.6^\circ$  est considéré. Là encore, cette simplification va dans le sens du conservatisme et l'écart entre les résultats proposés par la méthode de Martin et al. et ceux obtenus par le chiffrier est relativement faible.

### Comparaison des résultats

Les résultats présentés sous forme graphique par le chiffrier (à gauche) sont comparés à ceux obtenus en donnant directement l'équation du modèle Oxford et tracés avec le logiciel Grapher (à droite).

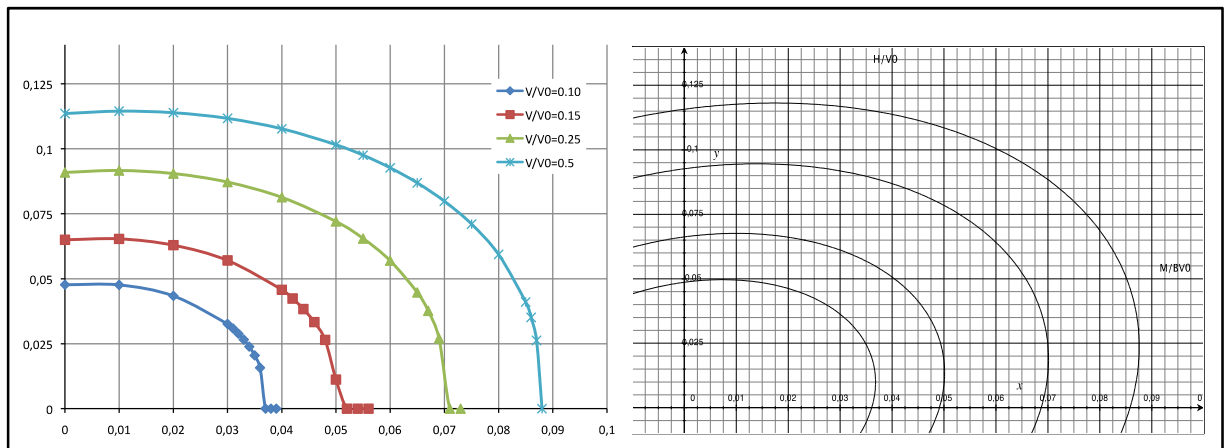


Figure-A V-10 Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour un sable dense

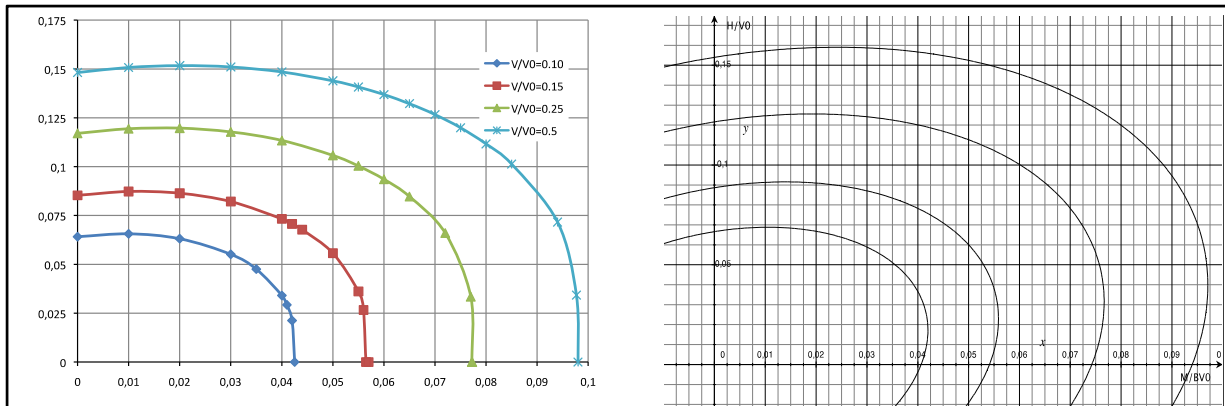


Figure-A V-11 Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour un sable lâche

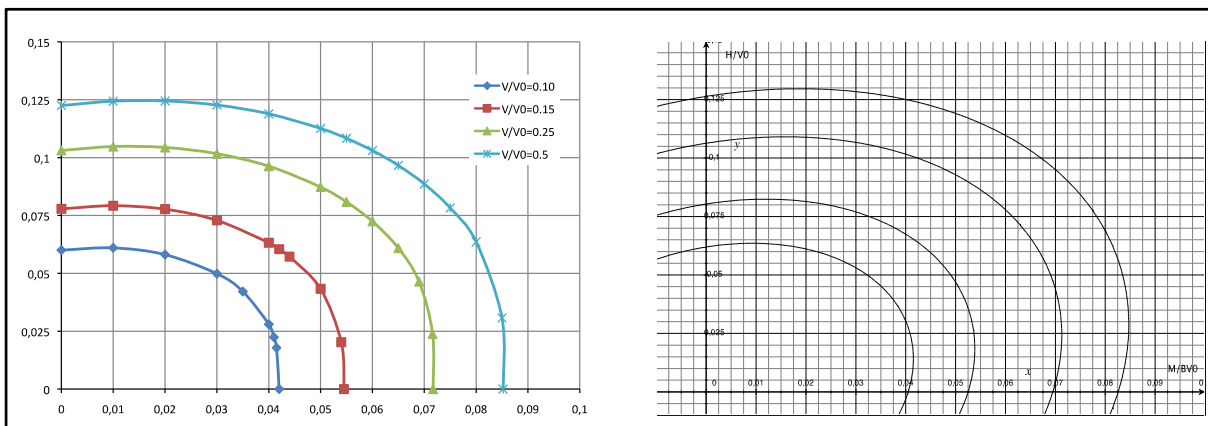


Figure-A V-12 Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour une argile

Il est possible de remarquer [Figures-A V-10 à A V-12] que la concordance des courbes enveloppes proposées par le chiffrier et de celles tracées à l'aide de Grapher, bien que n'étant pas strictement identiques, est relativement bonne. Ainsi il est envisageable de procéder au dimensionnement de semelles superficielles à l'aide de ces méthodes, via l'interface proposée dans le chiffrier (présentée en section V.2.).

### V.1.6. Modèles de courbes enveloppes de l'Eurocode 8

Cette section présentera brièvement la méthode suivie pour implémenter les courbes enveloppes du plan H:M dans le chiffrier.

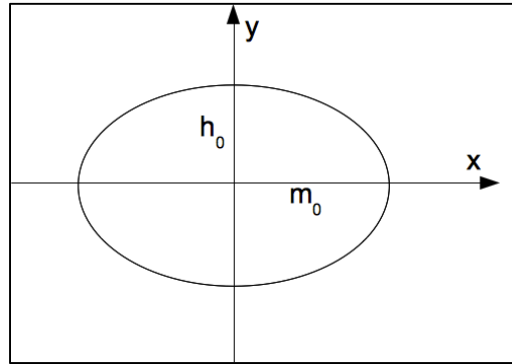


Figure-A V-13 Ellipse de centre O et de demi petit axe  $h_0$  et de demi grand axe  $m_0$ .

L'ellipse présentée à la Figure-A V-13 est définie par l'équation A V-23. L'équation A V-24 définit la parabole lui correspondant pour peu que l'on reste dans le cadran supérieur droit ( $x > 0$  et  $y > 0$ ). Cette équation est utilisée pour approximer l'ellipse correspondant à la surface d'interaction dans le plan H:M pour les sols cohérents.

$$\frac{x^2}{m_0^2} + \frac{y^2}{h_0^2} = 1 \quad (\text{A V-23})$$

$$\Rightarrow y = -\frac{h_0(1+m_0)}{m_0^2}x^2 + h_0x + h_0 \text{ pour } x \in [0; +\infty[ \quad (\text{A V-24})$$

Pour le cas des sols frottants, la surface d'interaction est approximativement une droite. Elle est donc approximée par la droite d'équation A V-25 dans le plan H:M ( $x > 0$  et  $y > 0$ ).

$$y = -\frac{h_0}{m_0}x + h_0 \quad (\text{A V-25})$$

## Comparaison des résultats

Les Figures-A V-14 à A V-17 présentent une comparaison des diagrammes d'interaction dans le plan H:M. Comme on peut le constater les approximations proposées dans le chiffrier donnent de bons résultats. Quelques différences sont observées dans le cas d'un sol purement cohérent (Figures-A V-16 et A V-17), mais la comparaison est relativement bonne et demeure acceptable.

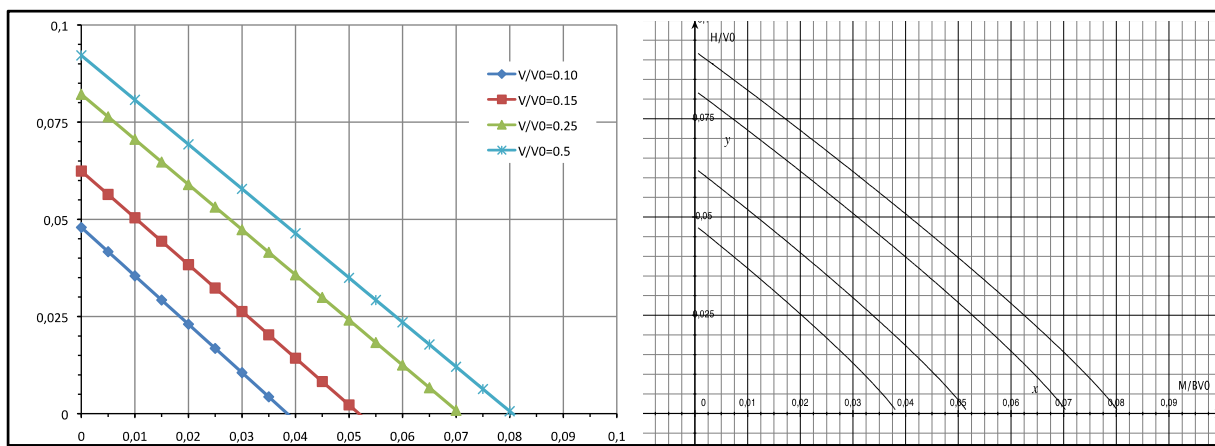


Figure-A V-14 Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour un sol purement frottant ( $V/V_0$  varie)

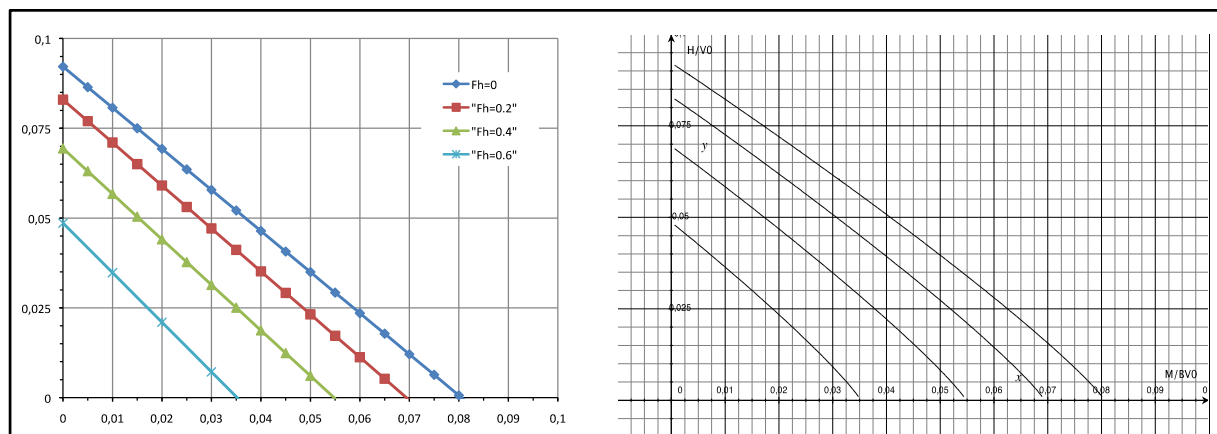


Figure-A V-15 Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour un sol purement frottant ( $F_h$  varie)



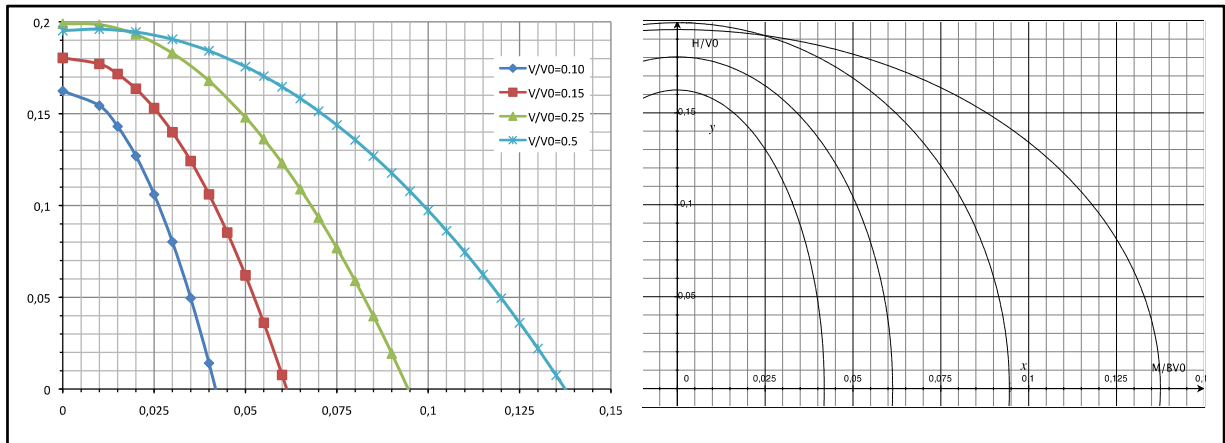


Figure-A V-16 Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour un sol purement cohérent ( $V/V_0$  Varie)

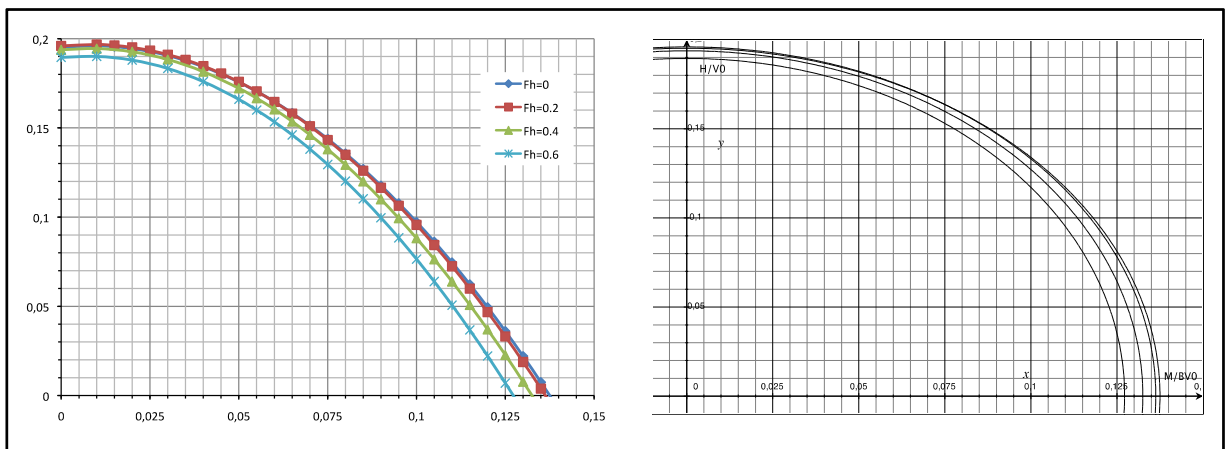


Figure-A V-17 Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour un sol purement cohérent ( $F_h$  varie).

Cette section présente en détails chacun des onglets du chiffrier de calcul de Capacité Portante Dynamique (CaPoDyn)

## **V.2. Organisation du chiffrier CaPoDyn**

Cette section de la thèse présente en détails l'organisation du chiffrier CaPoDyn, onglet par onglet. Les titres des sections qui suivent sont ceux des onglets correspondant dans le chiffrier.

### **V.2.1. Onglet « Présentation »**

Cet onglet permet à l'utilisateur d'accéder aux informations essentielles sans avoir à se référer à la thèse en permanence.

### **V.2.2. Onglet « Méthodologie »**

Cet onglet présente la méthodologie de combinaison suivie pour estimer la capacité portante en conditions dynamiques sur sol traité ou non. C'est en fait un extrait du Chapitre 5 de la thèse.

### **V.2.3. Onglet « Liste des symboles »**

La liste des symboles est la feuille contenant toutes les définitions des symboles des différentes méthodes. En la joignant directement au tableur, la recherche de l'utilisateur en est facilitée. Les symboles sont classés par méthode dans le même ordre que le tableur et le tableau récapitulatif de la page 1.

Cette page est entièrement bloquée afin qu'aucune modification ne soit faite sans justification.

### **V.2.4. Onglet « Formules »**

La feuille de calculs est une sorte de guide. En effet, il comporte l'ensemble des équations utilisé pour les calculs. Des explications sont fournies pour toutes les méthodes employées et

les tableaux ou autres graphiques ayant servis à la vérification des calculs y figurent. Les expressions et explications sont classées par méthode.

Cette page est accessible à l'utilisateur et lui permettra de mieux comprendre le fonctionnement du chiffrier. Il pourra aussi vérifier si les calculs effectués correspondent bien à l'emploi qu'il souhaite faire du tableur.

La feuille de calcul est aussi bloquée pour les mêmes raisons que la liste des symboles.

#### **V.2.5. Onglet « Tableur »**

Le tableur est en fait la page qui contient les calculs pour toutes les méthodes. Cette page est bloquée afin que les formules ne puissent pas être changées. Les calculs sont répertoriés par méthodes.

#### **V.2.6. Onglet « Pecker »**

Cet onglet sert au calcul des diagrammes d'interaction selon les formules proposées par Pecker et présentées dans une annexe informative de l'Eurocode 8. Les calculs sont fait pour les sols cohérents et les sols frottants, en conditions statiques et dynamiques. Les diagrammes d'interaction sont repris dans l'onglet « Conception ».

#### **V.2.7. Onglet « Housby »**

Cet onglet sert au calcul des diagrammes d'interaction selon les formules proposées par Housby et al. Les calculs sont faits pour du sable lâche et du sable dense, ainsi que pour les sols argileux en conditions drainées et non drainées. Les diagrammes d'interaction sont repris dans l'onglet « Conception ».



Tableau des résultats selon les différentes méthodes.												

Figure-A V-19 Tableau des résultats

Seules les cases réservées aux données de l'utilisateur ne sont pas bloquées. Le reste l'est pour des raisons de sécurité.

### V.2.9. Onglet « Conception sol non traité »

L'onglet conception sert à déterminer les dimensions d'une semelle superficielle pour un type de sol défini à travers les paramètres indiqués dans l'onglet « données ». L'utilisateur peut donc choisir, de manière itérative, la largeur et la longueur de la semelle de façon à vérifier l'équation A V-11.

$$q_{\text{semelle}} < \Phi \cdot q_{\text{ult}} \quad (\text{A V-26})$$

Où  $\Phi$  est le coefficient de tenue géotechnique (égal à 0.5 selon le S6-06 pour la capacité portante).

La vérification de l'équation A V-26 se fait numériquement pour les méthodes classiques basées sur un calcul en plasticité et graphiquement pour les méthodes des courbes enveloppes. Pour la partie numérique, la vérification se fait grâce à des cellules à mise en forme conditionnelle. Ainsi, si l'équation A V-26 est vérifiée, la cellule est colorée en vert, et la mention « OUI » apparaît. Lorsque l'équation A V-26 n'est pas vérifiée, la cellule est colorée en rouge et la mention « NON » est inscrite.

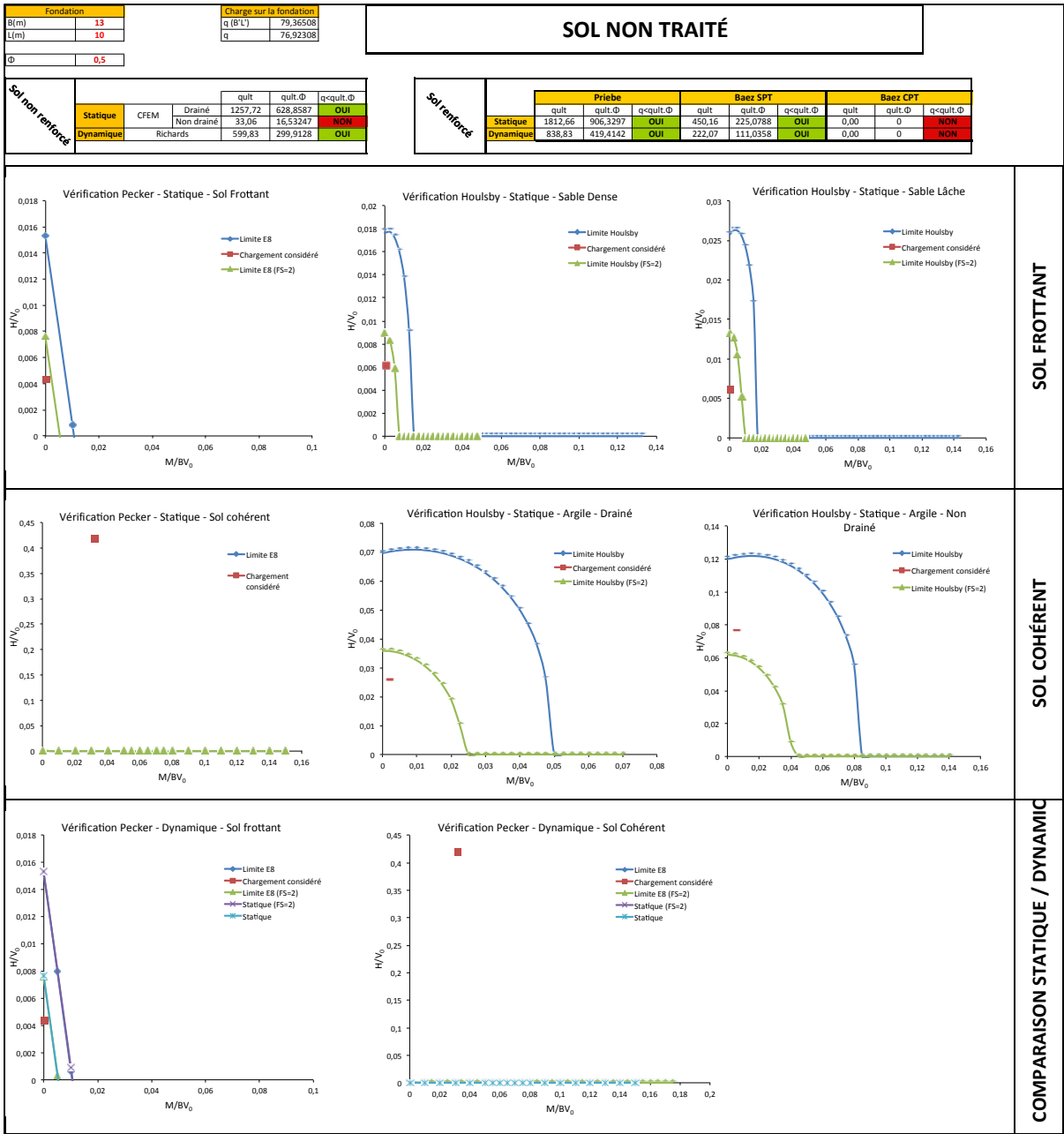


Figure-A V-20 Onglet de conception, sol non traité

Ces vérifications sont donc relativement aisées à faire [Figure-A V.20]. Pour ce qui est des courbes enveloppes, une interface graphique est proposée à l'utilisateur. Les courbes enveloppes, présentées dans le plan H:M, sont recalculées et retracées en permanence puisqu'elles dépendent du rapport  $V/V_0$ . Ainsi sur le graphique apparaissent trois éléments :

(i) la courbe enveloppe telle que définie par les équations de l'Eurocode 8 ou de Houlsby et al. respectivement, (ii) la courbe enveloppe avec un coefficient de sécurité de 2, (iii) le point représentant le chargement appliqué sur la fondation. Ainsi, à chaque changement de la dimension de la semelle, le point de chargement change ( $V_0$  est fonction de l'aire de la fondation) et la courbe enveloppe est retracée. Pour vérifier l'équation A V-16 le point de chargement doit se trouver à l'intérieur de la courbe enveloppe. La Figure-A V-21Figure-A présente un exemple de dimensionnement de la largeur de semelle en utilisant l'interface graphique.

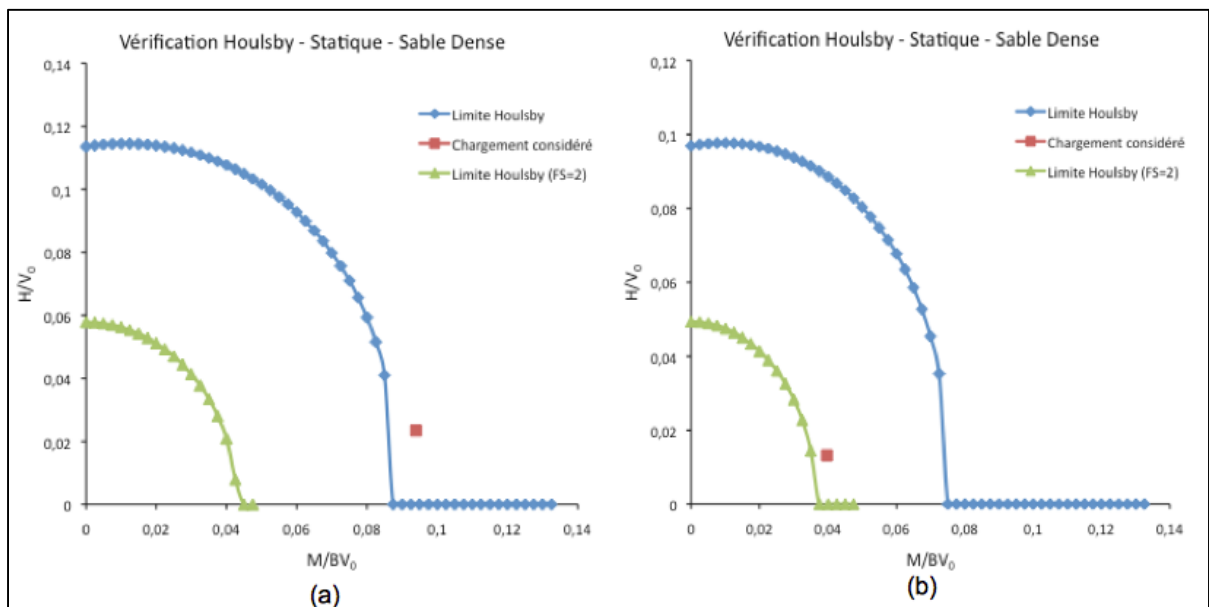


Figure-A V-21 Dimensionnement de la largeur de semelle à l'aide des courbes enveloppes et de l'interface graphique

Pour la Figure-A V-21Figure-A (a) la largeur de semelle est de 3m (pour un chargement et des propriétés de sol donnés). On peut remarquer que le point de chargement se situe au-delà de la limite définie par la courbe enveloppe. Cela signifie que pour cette largeur de semelle et ces conditions de chargement et de sol, on assistera à une plastification importante du sol. Pour la Figure-A V-21Figure-A (b) la largeur de semelle a été portée à 4m. On peut alors remarquer que le point de chargement se situe à l'intérieur de la courbe enveloppe, mais pas encore dans la courbe enveloppe avec un coefficient de sécurité égal à 2. Ainsi, par itérations

successives, il est possible de déterminer la largeur de semelle en utilisant les diagrammes d'interaction.

#### **V.2.10.Onglet « Conception sol traité »**

L'onglet conception sert à déterminer les dimensions d'une semelle superficielle pour un type de sol traité défini à travers les paramètres indiqués dans l'onglet « données ». Son fonctionnement et son organisation sont en tous points similaires à ceux de l'onglet « conception sol non traité ». Il est possible de remarquer que dans les deux onglets de conception, les tableaux situés au-dessus des graphiques sont donnés à la fois pour le sol traité et non traité [Figure-A V-22]. Ceci est fait afin de permettre une comparaison rapide à l'aide des méthodes basées sur des équations.

Cet onglet propose des courbes enveloppes pour les sols cohérents uniquement pour le cas du modèle Oxford, en conditions non drainées. En effet la méthode de Priebe ne permet pas d'estimer la résistance au cisaillement non drainé après traitement du sol par vibroremplacement, et la méthode de Baez donne des résultats soulevant des questions de vraisemblance. Conséquemment il n'y a pas de comparaison entre les cas statique et dynamique pour les sols cohérents avec la méthode de l'Eurocode 8.



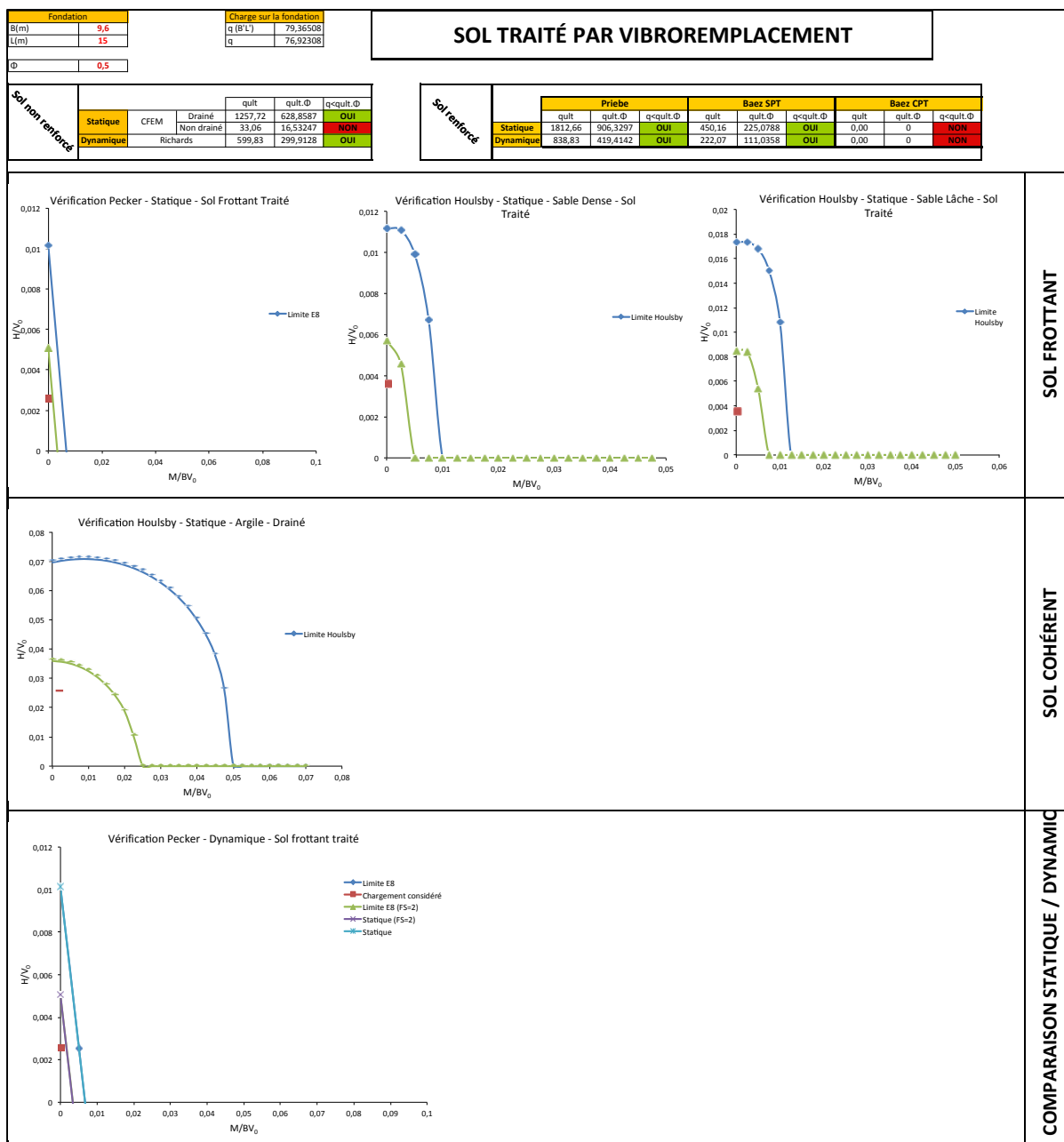


Figure-A V-22 Onglet de conception, sol traité



## ANNEXE VI

### MÉTHODES DIRECTES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Un rapport du Pacific Earthquake Engineering Research center (PEER) présente deux méthodes d'analyse de l'ISS et les confronte à des essais en laboratoire sur table vibrante et en centrifugeuse (Gajan et al., 2007). Cette annexe présente deux modèles dans les sections VI.1 et VI.2. Puis les avantages et défauts des différents types de modèles sont discutés en section VI.3.

#### VI.1. Modèles BNWF

Pour les fondations qui sont considérées comme flexibles, par rapport au sol support, on peut utiliser le modèle Beam on a Nonlinear Winkler Foundation (BNWF), qui est présenté dans le rapport du PEER [Figure-A VI-1]. C'est un modèle relativement simple et aussi bien utilisé par les géotechniciens que les ingénieurs structure (Allotey, 2007). Ce type de modèle est très couramment utilisé pour sa simplicité de mise en œuvre et l'effort de calcul relativement peu important qu'il demande (Raychowdhury et Hutchinson, 2009).

Ce modèle est construit en utilisant un maillage d'éléments poutres élastiques. Pour représenter la flexibilité du sol et l'interaction sol-structure, des ressorts de longueur nulle, indépendants les uns des autres, et présentant un comportement inélastique non linéaire sont insérés dans le modèle. Ces ressorts permettent de représenter les comportements contrainte déformation. De plus, les comportements moment rotation sont représentés implicitement par la distribution des ressorts verticaux (Gajan et al., 2007). Les propriétés de ces ressorts peuvent être calculées mais des modèles calibrés d'après l'expérience ont été implémentés dans le logiciel OPENSEES. La Figure-A VI-2 représente un ressort de longueur nulle typique. On peut remarquer que de deux systèmes de ressorts sont en série : un représentant le comportement du champ proche (influencé par les ondes générées par la structure) et un autre représentant le comportement du champ lointain. Dans le cas d'une modélisation aux éléments finis, la limite entre le champ proche et le champ lointain est plus complexe à

définir et on passe généralement par des frontières absorbantes de Lysmer (Jeremic et al., 2009a).

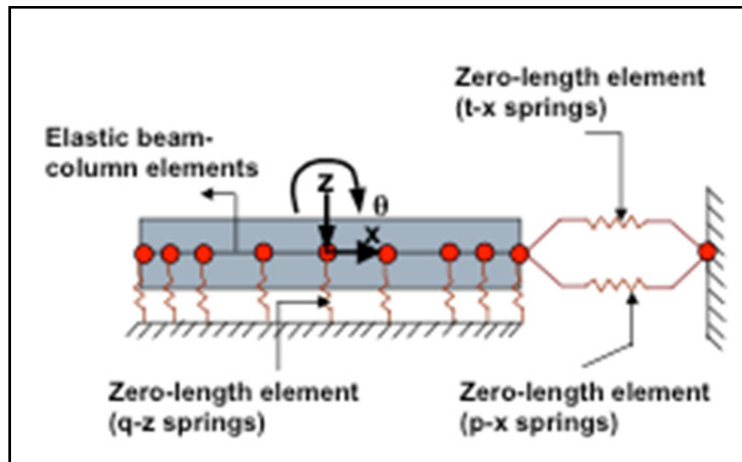


Figure-A VI-1 Modèle BNWF schématisé  
Tirée de Gajan et al. (2007)

Le modèle BNWF est capable de capturer les glissements, rotations et le tassement permanent de la fondation. La dissipation d'énergie hystérétique est également calculée, et l'amortissement radiatif peut être pris en compte à la base de la semelle. Une des limitations des modèles BNWF est qu'ils ne prennent pas en compte la dégradation des performances du sol (Allotey, 2007).

Pour les rigidités ce sont les équations de Gazetas qui sont souvent choisies (Gazetas, 1991). Des méthodes plus récentes et plus précises existent, mais ce sont souvent ces équations théoriques qui sont utilisées en pratique (Raychowdhury et Hutchinson, 2009). Il a été remarqué que la réaction du sol est souvent plus importante aux extrémités des fondations rigides soumises à des charges verticales (Gajan et al., 2007). Ce modèle présente l'avantage de permettre une distribution des rigidités de ressorts variable sur la longueur de la semelle. En général, la rigidité pour les ressorts d'extrémités (10% de la longueur totale de la fondation) est prise 2,5 fois plus grande que celle des ressorts au centre de la fondation (Raychowdhury et Hutchinson, 2009). Des recommandations spécifiques ont été apportées dans un rapport du PEER, publié en 2005 (Harden et al., 2005).

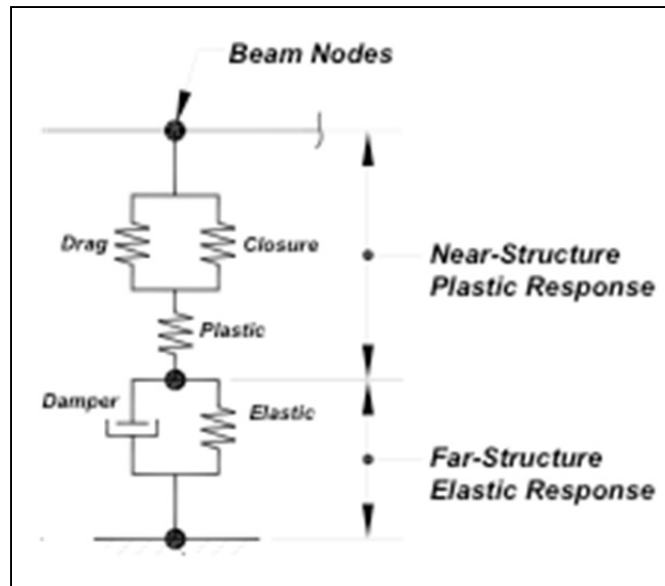


Figure-A VI-2 Ressort de longueur nulle typique (Qz Simple)  
Tirée de Gajan et al. (2007)

La plupart du temps, la capacité portante verticale de la fondation est évaluée par l'équation de Terzaghi avec les coefficients de profondeur et d'inclinaison de la charge de Meyerhof (Meyerhof, 1964; Terzaghi, 1943) et la capacité de chacun des ressorts verticaux q-z est ensuite calculée d'après l'aire tributaire qu'ils soutiennent (Raychowdhury et Hutchinson, 2009). La capacité en tension de ces ressorts est généralement prise égale à 10% de leur capacité ultime en compression. Pour les capacités des ressorts p-x et t-x, on se réfère au critère de Mohr-Coulomb.

Comme le montre la Figure-A VI-3, le modèle BNWF est très performant bien qu'il soit relativement simple à mettre en œuvre. Il faut cependant noter que les rigidités des ressorts ont, dans le cas de cette étude, été calibrés d'après des essais expérimentaux. Ainsi, si le modèle donne des résultats précis, il faut être en mesure de déterminer les rigidités des ressorts de manière réaliste. On notera également que l'emploi de ce type de modèle peut être peu avantageux pour les structures reposant sur de nombreuses fondations superficielles : le nombre de DDL augmentant beaucoup, l'effort de calcul pourrait vite devenir important (El Ganainy et El Naggar, 2009). On peut également signaler que ce type de modèle ne permet

pas de couplage entre le cisaillement et le moment, alors que celui-ci existe dans la réalité et a été mis en évidence dans les études de Bell et Martin (Bell, 1991; Martin, 1994).

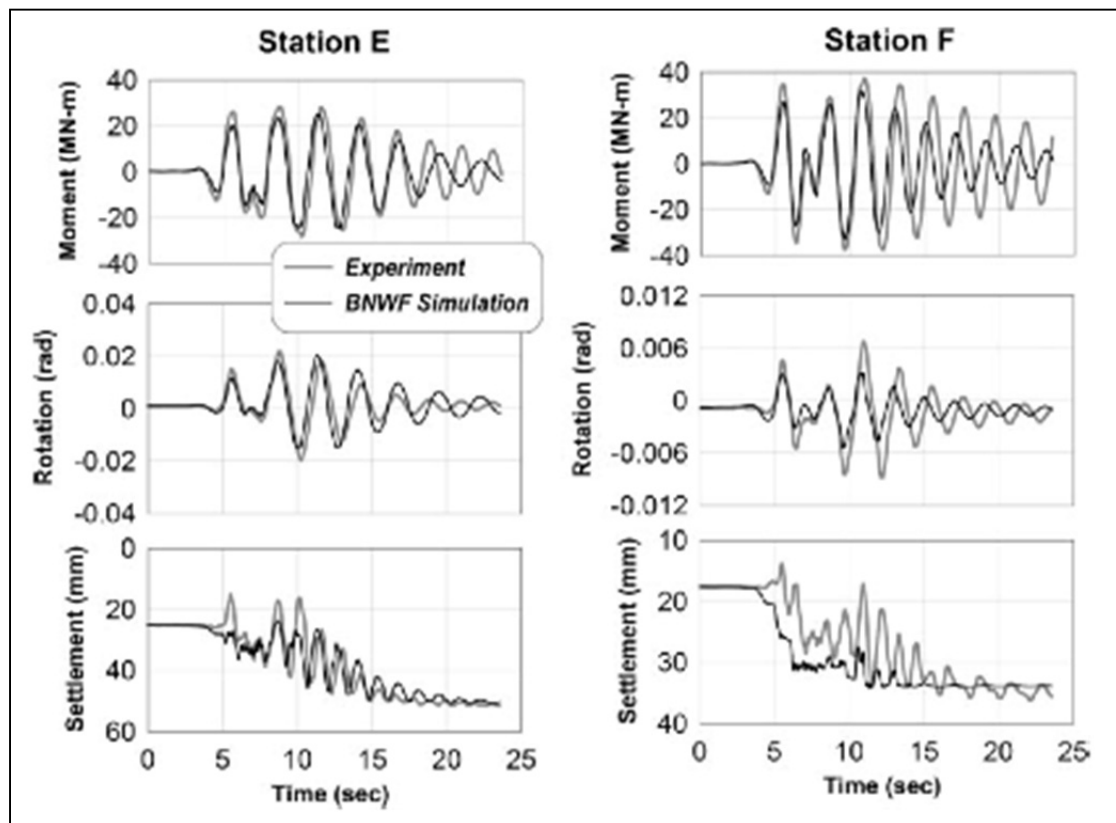


Figure-A VI-3 Résumé de la performance du modèle BNWF pour une pile de pont sur fondation superficielle  
Tirée de Raychowdhury et Hutchinson (2009)

## VI.2. Modèle CIM

L'autre modèle étudié dans le rapport du PEER est le Contact Interface Model (CIM) [Figure-A VI-4]. Il diffère des autres car les relations constitutives sont obtenues par la recherche de la géométrie des espaces et des contacts à l'interface sol-fondation. D'autre part, il repose sur le concept de macroélément. Contrairement au modèle BNWF ce modèle couple le cisaillement, le moment, les déplacements et les charges verticales. Il fait le lien entre le champ libre et la structure en remplaçant la fondation rigide et le sol l'entourant.

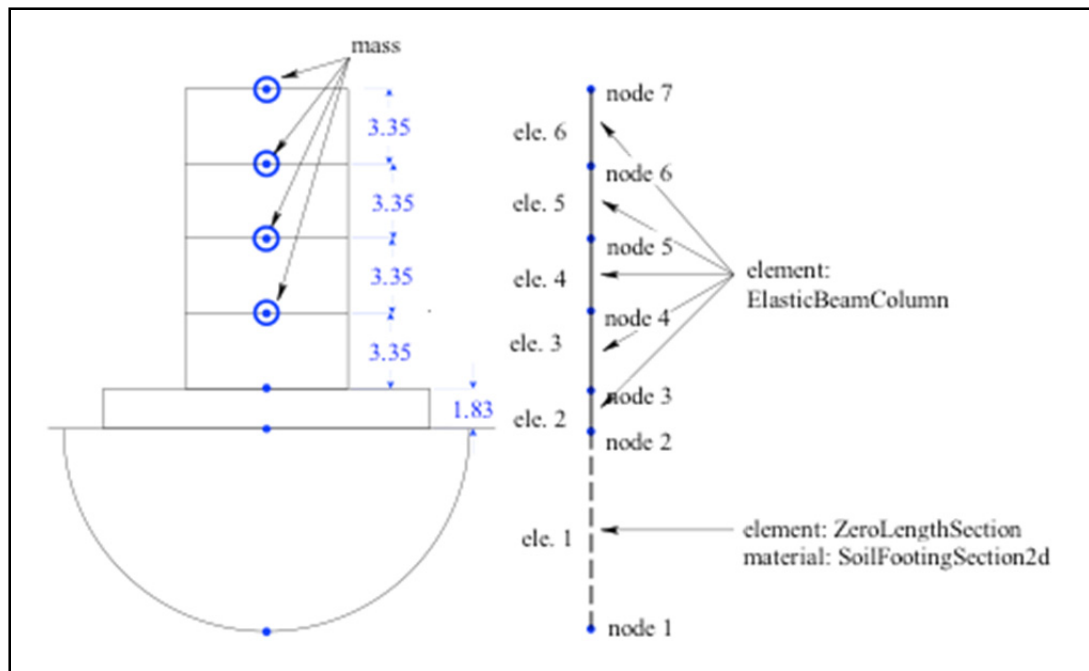


Figure-A VI-4 Maillage OPENSEES pour le CIM  
Tirée de Gajan et al. (2007)

Une des particularités de ce modèle est sa capacité à capturer la formation de « gaps » à l'interface sol-fondation : on peut donc déterminer un ratio de contact critique  $A/A_c$  où  $A$  est l'aire en contact avec le sol et  $A_c$  l'aire minimale de contact requise pour assurer la résistance de la fondation aux charges verticales et au cisaillement (Gajan et al., 2007). Ce ratio pourrait être perçu comme un facteur de sécurité (pour la capacité portante).

### VI.3. Avantages et défauts des modèles

Le rapport du PEER compare abondamment les deux modèles et ces informations ne seront pas intégralement reprises ici. On retiendra que le modèle BNWF serait préféré pour réaliser la conception de la fondation ou dans le cas où l'on voudrait tenir compte de la flexibilité de la fondation pour le modèle global. Il présente également l'avantage d'être facilement implémentable dans une autre plateforme qu'OPENSEES pour autant que celle-ci mette à disposition de l'utilisateur des ressorts, amortisseurs et éléments gaps paramétrables (Gajan et al., 2007). L'étude de Raychowdhury et Hutchinson propose une évaluation plus complète de la performance des modèles BNWF et montre que les estimations du modèle sont

généralement très bonnes : 9 à 16% d'écart avec l'expérience, sauf pour le glissement (Raychowdhury et Hutchinson, 2009). Enfin, les modèles les plus performants, mais sans doute les plus complexes à mettre en œuvre, sont les modèles aux éléments finis. Le Tableau-A VI-1 présente les avantages et défauts de chacun de ces types de modèles.

Tableau-A VI-1 Récapitulatif des avantages et défauts des différents modèles

	<b>BNWF</b>	<b>CIM</b>	<b>Éléments finis</b>
Avantages	Prédiction raisonnable de la réponse observée durant les expériences Bonne estimation de l'énergie dissipée (légèrement surévaluée)	Prédiction raisonnable de la réponse observée durant les expériences Bonne estimation de l'énergie dissipée (légèrement sous-évaluée)	Modèle donnant les résultats les plus précis
Défauts	Pas de couplage entre moment et cisaillement : surestimation du moment et de la capacité en cisaillement et sous-estimation du glissement (de l'ordre de 40%) Tassement sous-estimé Moment maximum légèrement sous-estimé Ajoute beaucoup de DDL pour les structures reposant sur de nombreuses fondations	Sur du sable : tassement sous-estimé pour les murs de refend, surestimé pour les colonnes de ponts Sur de l'argile : tassement surestimé Glissement surestimé pour les bâtiments hauts Moment maximum légèrement sous-estimé	Très complexe à mettre en œuvre Nécessite l'accès à des données de terrain pour avoir une bonne précision Temps de calcul très important Définition des conditions aux frontières problématique
Utilisation	Faire très attention au choix des paramètres Plutôt en conception de fondation Simple à mettre en œuvre dans un autre logiciel qu'opensees	Faire très attention au choix des paramètres Si $M/(H.L.) < 1,5$ , car permet de coupler les réponses (si $> 1,5$ réponses semblables pour les deux modèles) Difficile (besoin d'accès au code source du logiciel)	Actuellement utilisé uniquement en recherche ou pour les ouvrages majeurs (évaluation du Brooklyn Bridge)



## ANNEXE VII

### ACCÉLÉROGRAMMES ET SPECTRES DE RÉPONSE AVANT ET APRÈS CALIBRATION

Cette annexe présente les accélérogrammes utilisés dans le cadre de l'étude du comportement de la fondation superficielle sur sol traité, présentée au Chapitre 9 de cette thèse. Les accélérogrammes, et leurs spectres de réponse correspondants, sont présentés avant et après calibration (pour un site de catégorie A dans les villes de Québec et Rivière-du-Loup, selon le CNBC 2010) dans les Figures-A VII-1 à A VII-6.

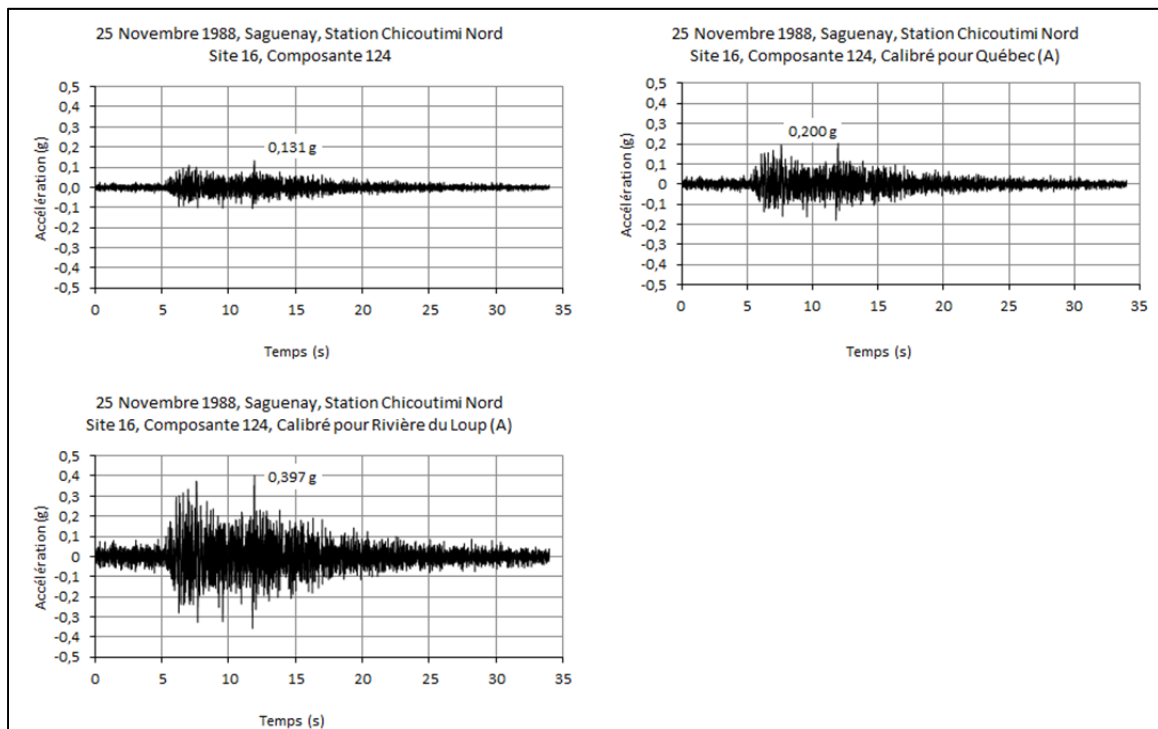


Figure-A VII-1 Accélérogrammes pour le séisme du Saguenay, station Chicoutimi Nord

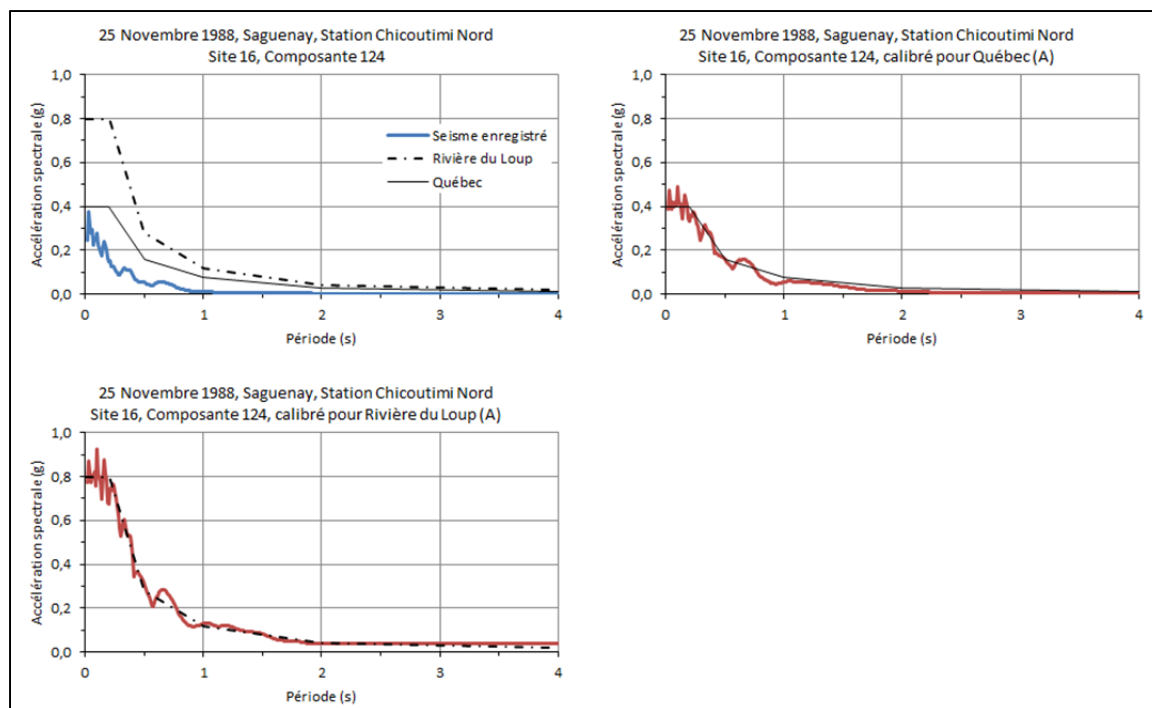


Figure-A VII-2 Spectres de réponse pour le séisme du Saguenay, station Chicoutimi Nord

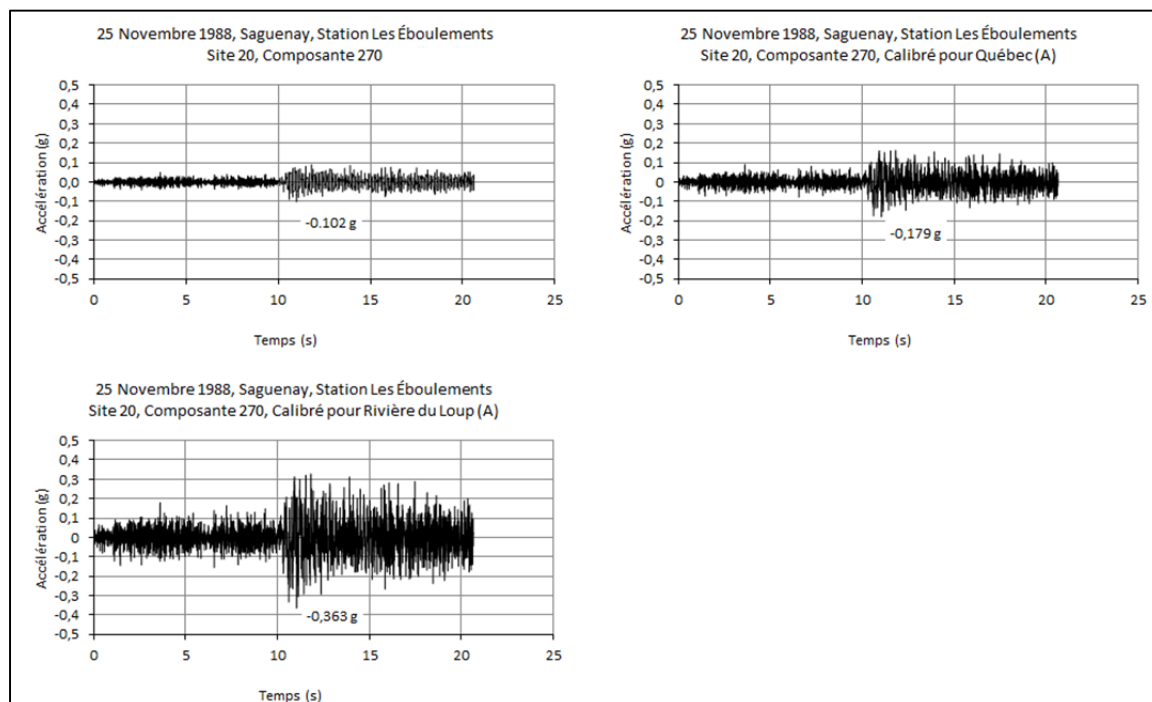


Figure-A VII-3 Accélérogrammes pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements

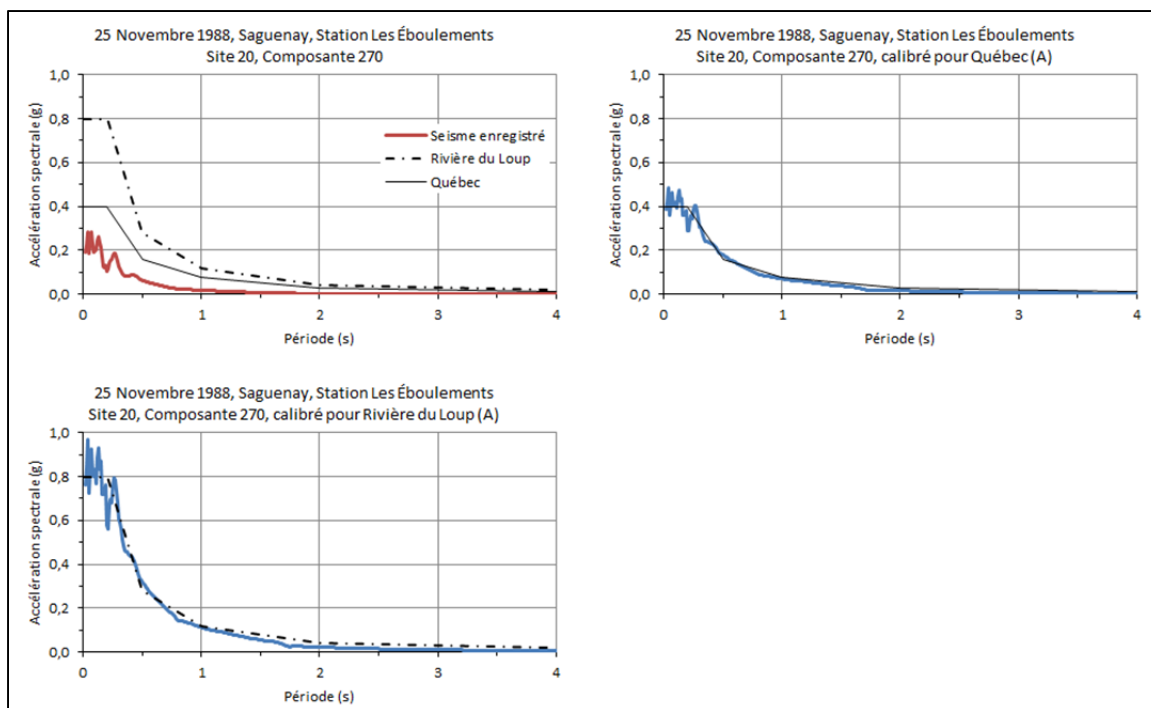


Figure-A VII-4 Spectres de réponse pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements

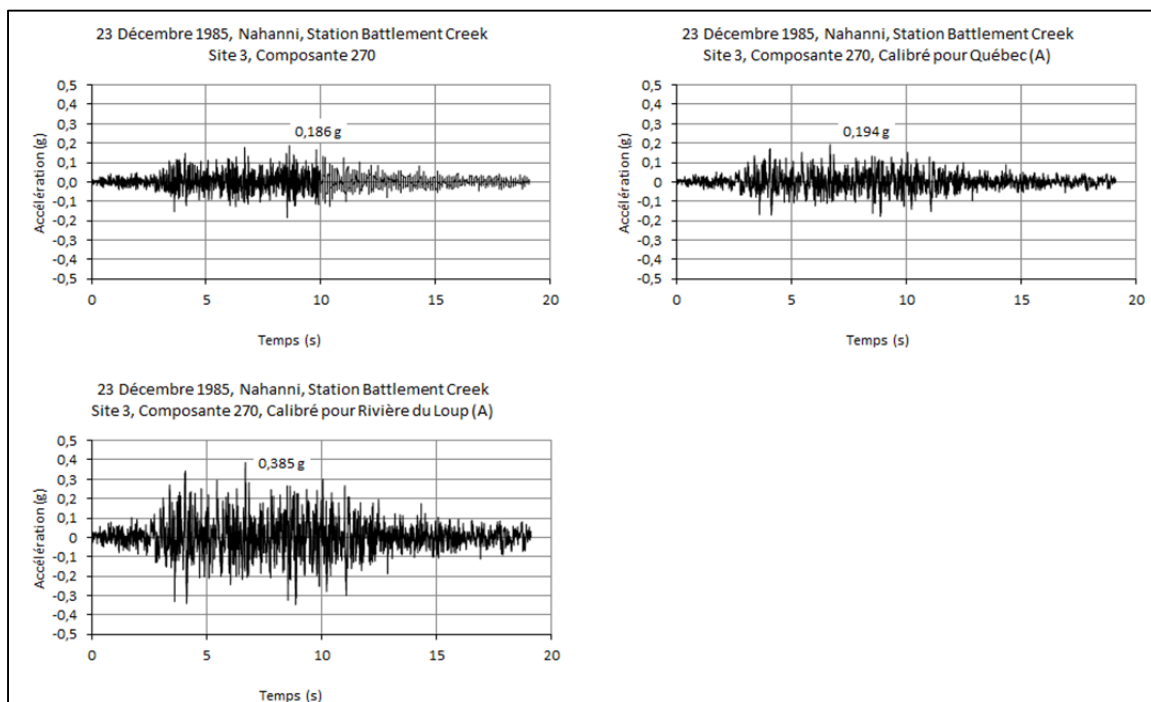


Figure-A VII-5 Accélérogrammes pour le séisme de Nahanni

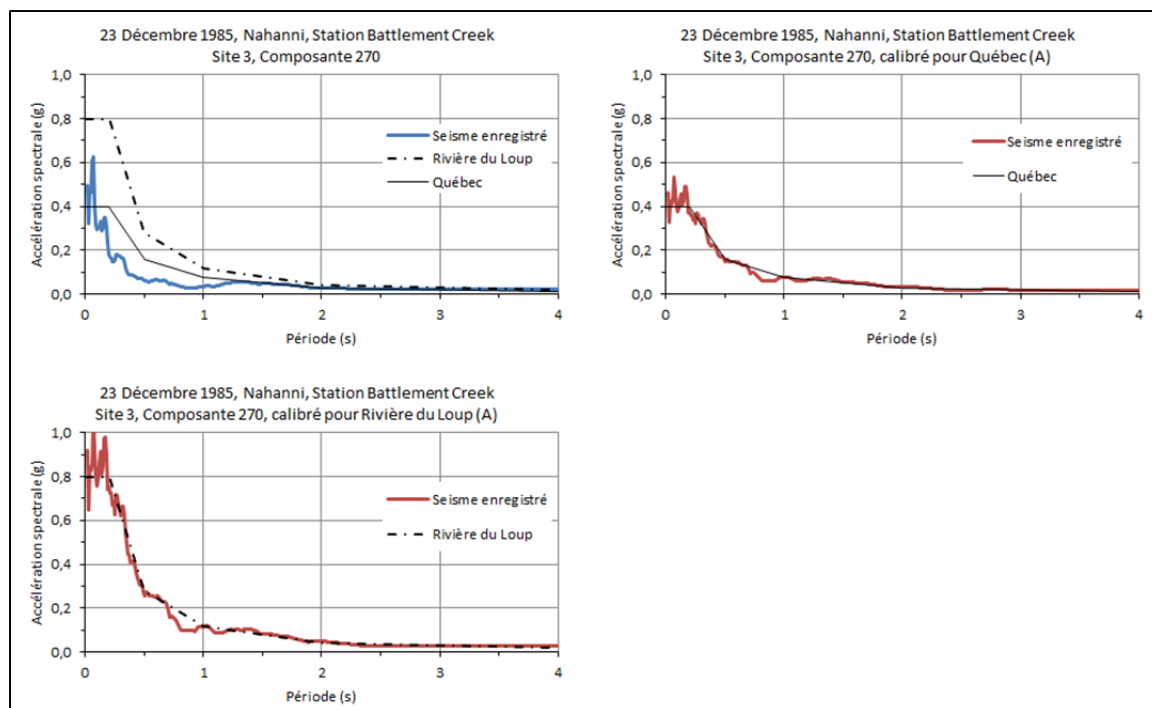


Figure-A VII-6 Spectres de réponse pour le séisme de Nahanni

## ANNEXE VIII

### PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES ARGILES EN CONDITIONS SISMQUES

Cette annexe présente une brève revue de la littérature portant sur les propriétés géotechniques des argiles en conditions non drainées. Une première partie porte sur la relation entre la résistance au cisaillement non drainé et le taux de surconsolidation, la deuxième porte sur le comportement cyclique des sols saturés.

#### VIII.1. Relation entre la résistance au cisaillement non drainé et l'historique de contrainte

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à la relation liant le rapport de surconsolidation au rapport de résistance  $c_u/\sigma'_{vc}$  : cette relation est illustrée par l'Équation A VIII-1.

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = S(OCR)^m \quad (\text{A VIII-1})$$

Dans l'Équation A VIII-1, S est le rapport de résistance pour le sol normalement consolidé, et ce rapport est parfois pris constant et égal à une valeur définie empiriquement. Plusieurs études ont porté sur la détermination des paramètres m et S pour les argiles. Le Tableau-A VIII-1 présente les valeurs des coefficients S et m déterminées par différents chercheurs.

Tableau-A VIII-1 Valeurs des coefficients S et m d'après différents chercheurs

Auteur	Type de sol	S	m
Jamiolkowski et al. (1985)	Sols avec un $I_p$ faible à modéré	$0,23 \pm 0,04$	0,8
	Argiles avec un OCR faible et $I_p$ faible	$0,23 \pm 0,04$	-
Muir Wood (1990)	Argiles surconsolidées	$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC}$	$\frac{0,85 - 0,75}{\lambda - \kappa}$
Ladd (1991)	Argiles marines sensible ( $I_p < 30\%$ , $I_L = 1$ )	0,2 (SD = 0,015)	1
	Argiles sédimentaires homogènes de sensibilité faible à moyenne ( $I_p = 20\%-80\%$ )	$0,2 + 0,05 I_p$ Ou 0,22	$0,88(1 - C_s/C_c) \pm 0,06 \text{ SD}$ Ou 0,8
	Argiles varvées du nord-est des États-Unis	0,16	0,75
	Dépôt sédimentaire de silts et de sols organiques / argiles avec des coquillages	0,25 (SD = 0,05)	$0,88(1 - C_s/C_c) \pm 0,06 \text{ SD}$ Ou 0,8
USACE (1992)		0,25	0,8
Zhu et Yin (2000)	Argiles marines surconsolidées	$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC}$	$0,72 - 0,77$ Extension - compression
Ladd et DeGroot (2003)	$\left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{DSS}$	$\frac{1}{2} \sin \phi'$	$1 - \frac{C_s}{C_c}$
	DSS = Direct Shear Simple	0,22	0,8
Robertson et Cabal (2010)		$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC}$	0,8

Où  $\lambda$  et  $\kappa$  sont respectivement les pentes de la ligne de compression normale et la ligne de déchargement-rechargement de le plan V en fonction de  $\ln p'$  où V est le volume spécifique. Selon le modèle Cam-Clay, à l'état critique, m vaut  $(1 - C_s/C_c)$ , où  $C_s$  et  $C_c$  représentent respectivement les pentes des lignes de compression vierge et de gonflement (foisonnement) (Ladd, 1991).

Il est important de noter que les équations de Jamiolkowski et al. (1985) se basent en partie sur des données pour les argiles de Champlain publiées par Lefebvre (1981).

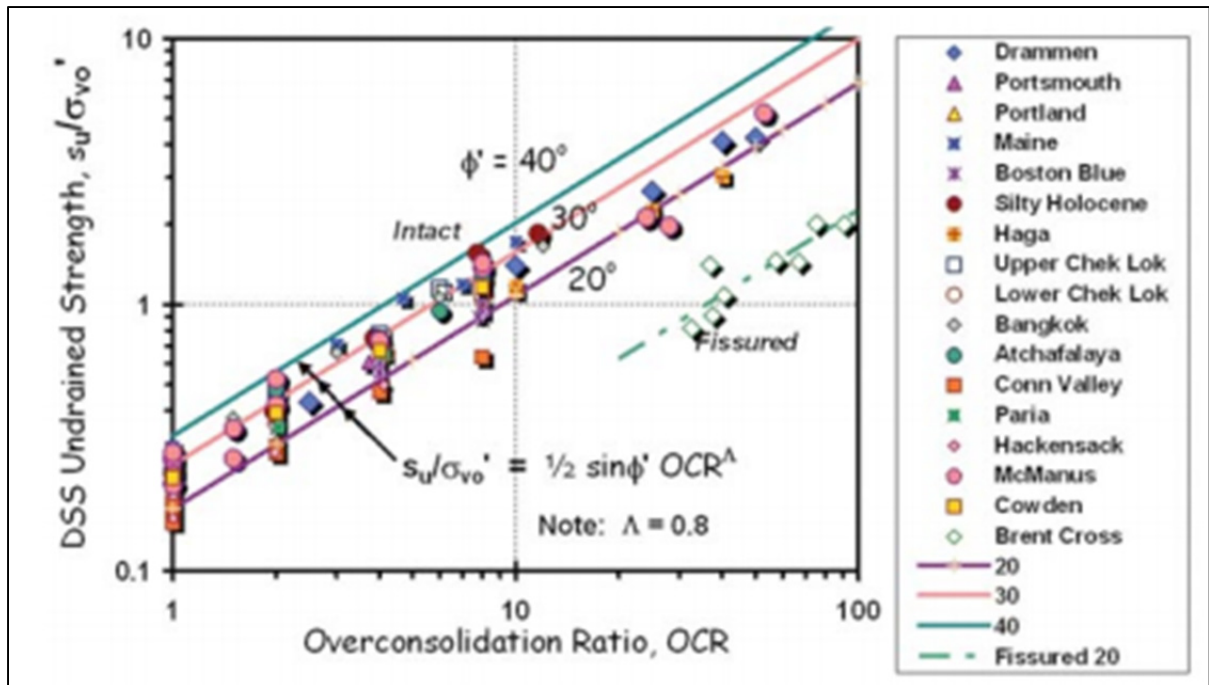


Figure-A VIII-1 Relation reliant le rapport de résistance non drainée à l'angle de frottement interne  $\Phi'$ , au rapport de surconsolidation et au degré de fissuration des argiles  
Tirée de NCHRP (2007)

Muir Wood (1990) donne la relation présentée en Équations (A VIII-2) afin d'évaluer le rapport de résistance pour un sol normalement consolidé.

$$\left( \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} = 0,11 + 0,37 I_p \quad (\text{A VIII-2})$$

La Figure-A VIII-2 présente les résultats de Ladd et al. (1977) et montre que l'équation reliant le rapport de résistance et le rapport de surconsolidation varie en fonction du type de sol.

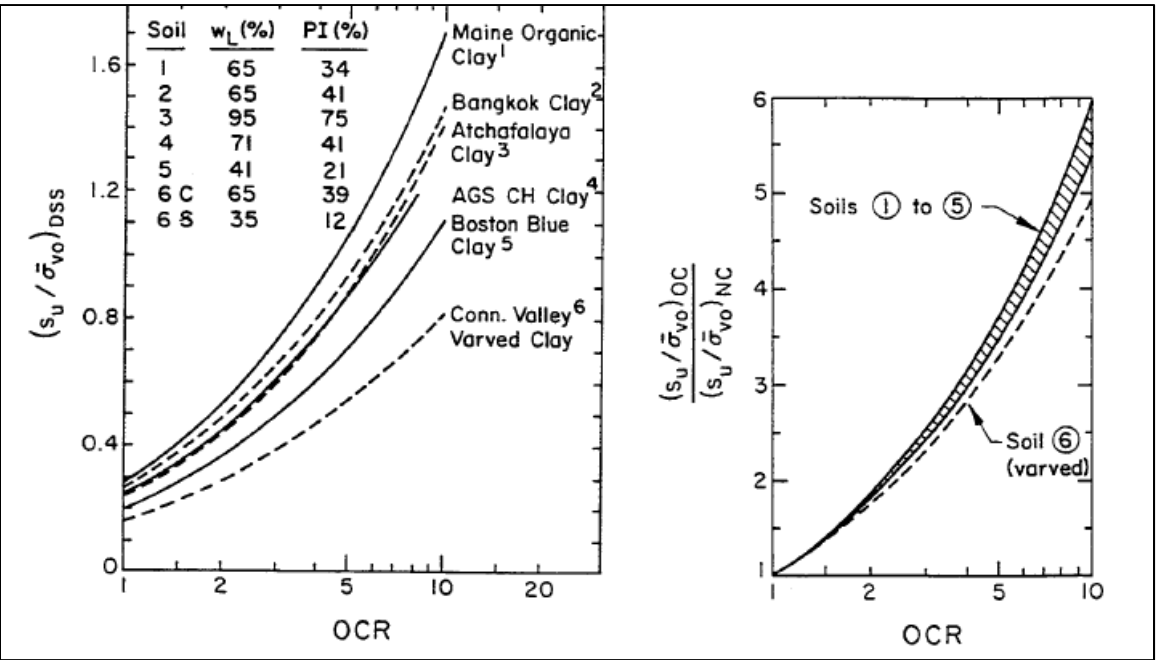


Figure-A VIII-2 Rapport de résistance en fonction du rapport de surconsolidation pour différents types de sol  
Tirée de Ladd et al. (1977)

La Figure-A VIII-3 présente certaines des relations présentées au VIII-1. Il est possible de remarquer une certaine variabilité suivant les équations choisies.



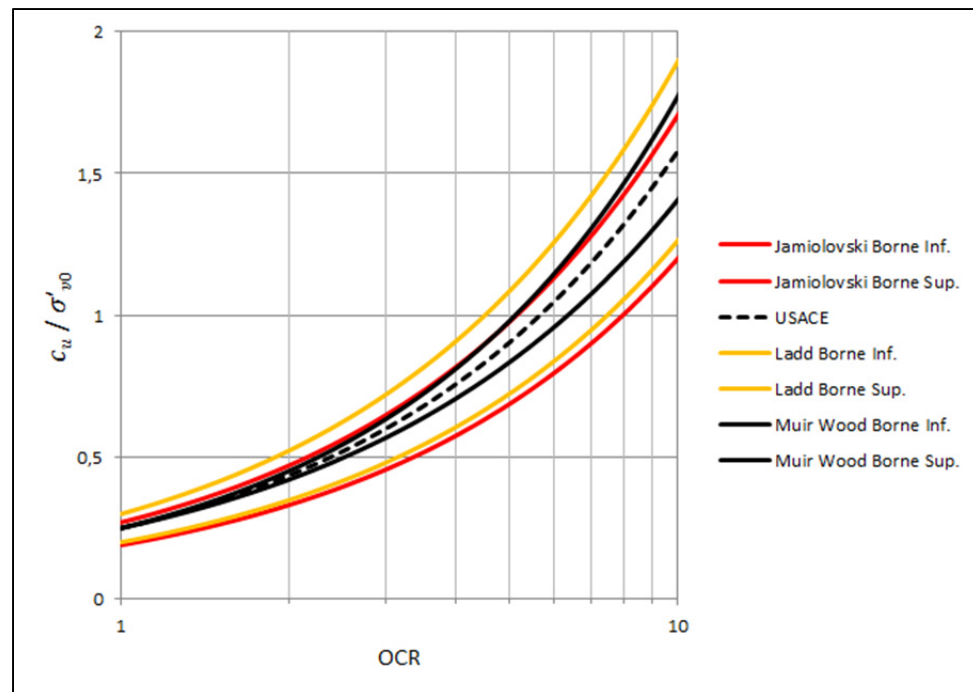


Figure-A VIII-3 Rapport de résistance en fonction du rapport de surconsolidation selon différents chercheurs

Si l'analyse peut, en théorie être faite en contraintes effectives ou contraintes totales, Hynes-Griffin et Franklin (1984) recommandent l'utilisation d'une courbe enveloppe de résistance hybride S-R (Slow = drainé, Rapid = non drainé) [Figure-A VIII-4]. Dans le cas d'un sol à faible perméabilité il est préférable d'utiliser la courbe R. Sur la base des travaux de Makdisi et Seed (1977), le rapport recommande également de multiplier la résistance au cisaillement par 0,8 pour les argiles, les sols pulvérulents denses saturés et les sols pulvérulents secs ou partiellement saturés. En effet, des déformations permanentes substantielles peuvent être provoquées par les chargements cycliques bien que le comportement soit élastiques pour de nombreux cycles de chargement jusqu'à 80% de la résistance en cisaillement.

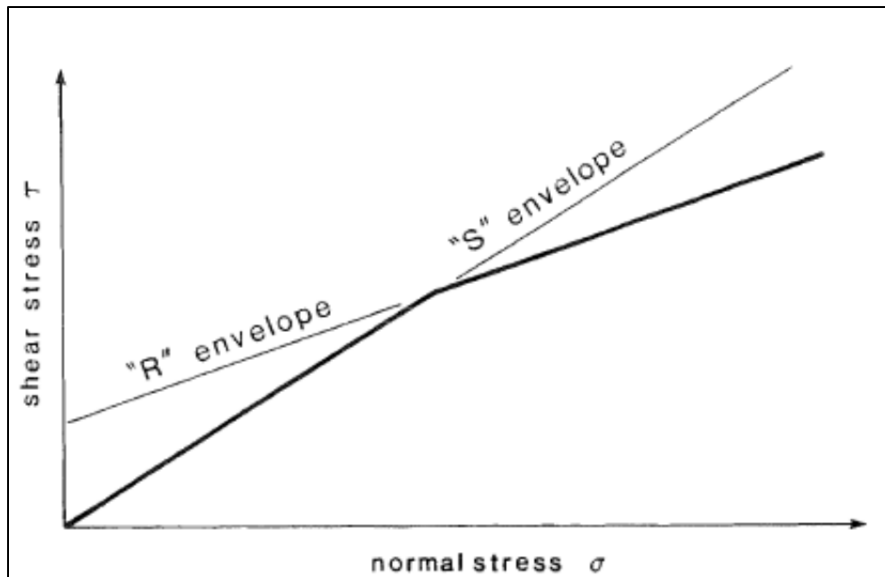


Figure-A VIII-4 Courbe enveloppe de résistance hybride S-R  
Tirée de Hynes-Griffin et Franklin (1984)

Pour les argiles de l'Est du Canada, la surconsolidation est assez courante et ces argiles sont de plus structurées (Lefebvre, 1981). Ces types de sol présentent une rupture fragile et par la suite une diminution de la résistance à grandes déformations [Figure-A VIII-5].

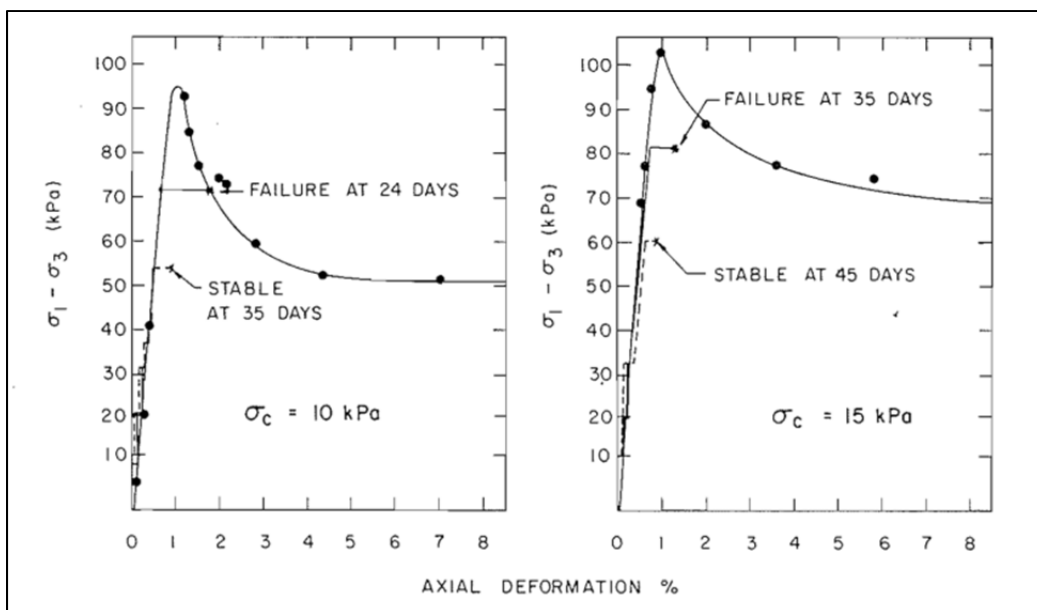


Figure-A VIII-5 Tests de tassements en conditions drainées  
Tirée de Lefebvre (1981)

Les argiles structurées de l'Est du Canada se comportent comme les argiles fortement surconsolidées : forte diminution de la résistance après la rupture, valeur de résistance plus ou moins constante. Par contre les argiles de l'Est du Canada ont une teneur en eau aussi importante que leur limite de liquidité (voire plus importante), contrairement aux argiles fortement surconsolidées (Lefebvre, 1981).

Leroueil et al. (1983) proposent une relation pour les argiles sensibles de l'est du Canada :

$$\frac{c_{u_v}}{\sigma'_p} = 0,2 + 0,0024I_p \quad (\text{A VIII-3})$$

$c_{u_v}$  : résistance au cisaillement mesurée au scissomètre à la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .

Et pour les argiles de la mer de Champlain :

$$\frac{c_{u_c}}{\sigma'_p} = 0,2 + 0,0014I_p \quad (\text{A VIII-4})$$

Avec  $c_{u_c}$  la résistance au cisaillement mesurée au pénétromètre à cône

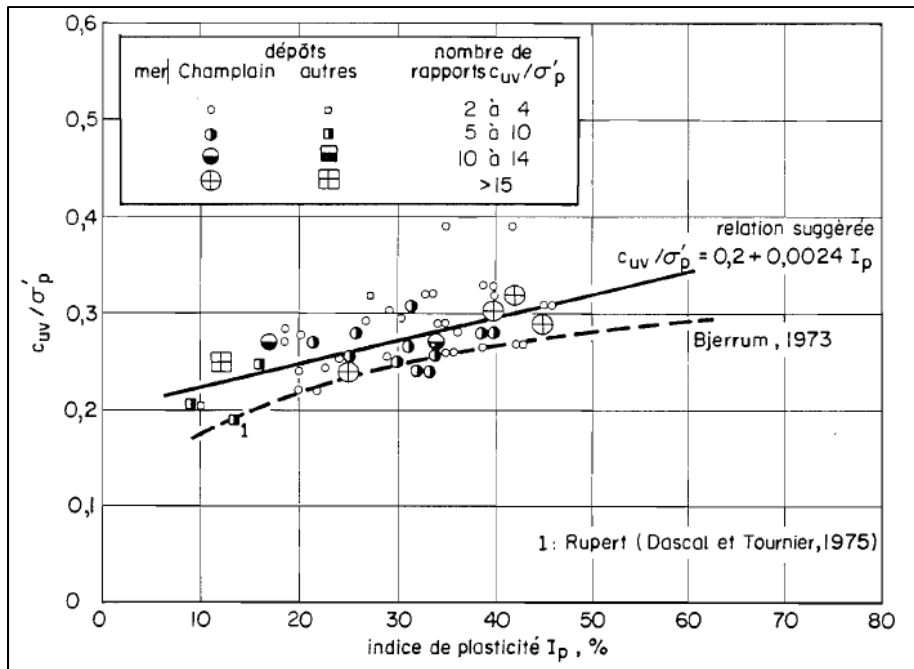


Figure-A VIII-6 Variation du rapport  $c_{uv}/\sigma'_p$  avec l'indice de plasticité pour les argiles de l'est du Canada  
Tirée de Leroueil et al. (1983)

## VIII.2. Comportement cyclique des sols saturés

Lefebvre et LeBoeuf (1987) ont montré que la résistance au cisaillement non drainé pour les argiles structurées et non structurées du Québec était fonction de la vitesse de déformation [Figure-A VIII-7 et Figure-A VIII-8].

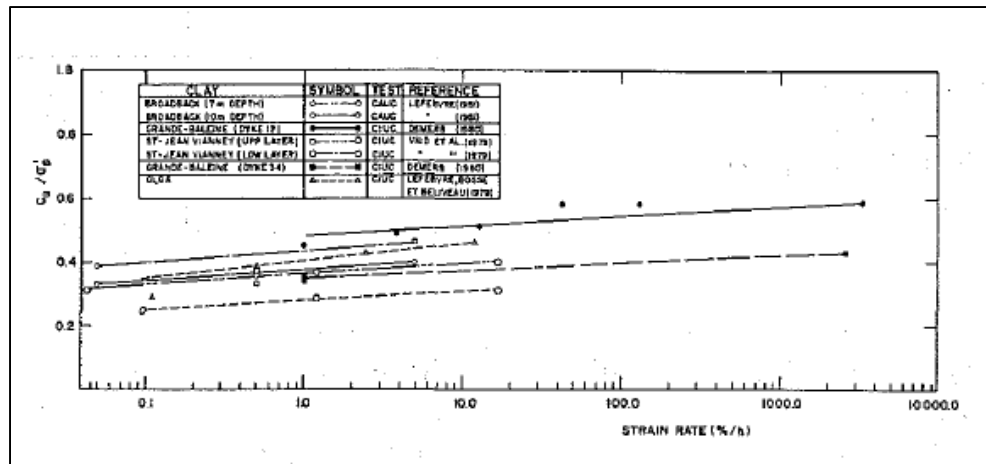


Figure-A VIII-7 Variation de la résistance au cisaillement non drainé, en fonction de la vitesse de déformation pour les argiles structurées.  
Tirée de Lefebvre et LeBoeuf (1987)

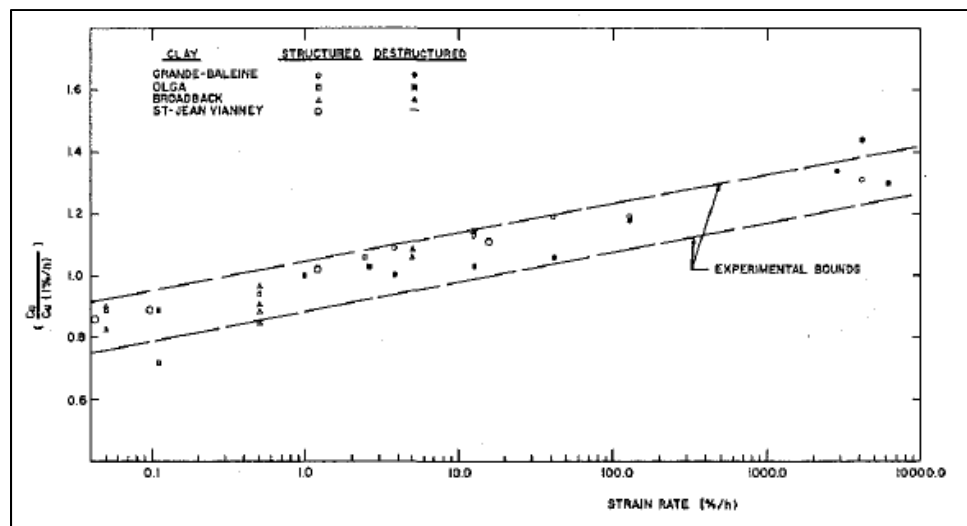


Figure-A VIII-8 Variation du rapport de résistance non drainé normalisé par rapport à la résistance non drainé normalisée à une vitesse de déformation de 1%/heure, en fonction de la vitesse de déformation.  
Tirée de Lefebvre et LeBoeuf (1987)

Les sables et les argiles adoptent des comportements différents sous charges cycliques : les résistances non drainées cycliques et monotones sont proches pour les argiles et sont reliées à l'historique de contraintes (Boulanger et Idriss, 2007). Pour les sols de type sable, la résistance au cisaillement non drainé devrait plutôt être évaluée avec corrélations vis-à-vis

des tests standards (SPT, CPT). Les sols granuleux ayant un indice de plasticité supérieur ou égal à 7 se comportent généralement comme des argiles (Boulanger et Idriss, 2007).

Les contraintes et les résistances cycliques sont normalisées par rapport à la contrainte verticale effective de consolidation  $\sigma'_{vc}$ .

$\sigma'_{vp}$  est la contrainte verticale de préconsolidation

Le rapport de cisaillement cyclique (CSR) :

$$CSR_{pic} = \frac{\tau_{pic}}{\sigma'_{vc}} \quad (\text{A VIII-5})$$

Et le rapport de cisaillement cyclique à une magnitude donnée ( $r_e = 0,65$  est généralement utilisé pour les analyses de liquéfaction) :

$$CSR_M = r_e \frac{\tau_{pic}}{\sigma'_{vc}} \quad (\text{A VIII-6})$$

Le rapport de résistance cyclique est la valeur de CSR requise pour entraîner la rupture. Pour estimer empiriquement le rapport de résistance cyclique (CRR) d'après l'historique de contrainte.

$$CRR_{M=7,5} = 0,8 S OCR^m K_\alpha \quad (\text{A VIII-7})$$

Soit, en prenant la relation simplifiée de Ladd et DeGroot (2003) :

$$CRR_{M=7,5} = 0,18 OCR^{0,8} K_\alpha \quad (\text{A VIII-8})$$

Cette relation empirique montre l'importance de l'historique de contrainte et des contraintes de cisaillement initiales afin de déterminer le comportement cyclique des argiles.

Où

$$K_{\alpha} = \frac{(CRR)_{\alpha}}{(CRR)_{\alpha=0}} \quad (\text{A VIII-9})$$

$K_{\alpha}$  est le facteur de correction de la contrainte de cisaillement statique.

Et

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{vc}} \quad (\text{A VIII-10})$$

$\tau_s$  est la contrainte de cisaillement horizontal

Pour l'argile  $\alpha$  peut aussi s'exprimer de la manière suivante :

$$K_{\alpha} = 1,344 - \frac{0,344}{\left(1 - \frac{\alpha}{0,22 \cdot OCR^{0,8}}\right)^{0,638}} \quad (\text{A VIII-11})$$

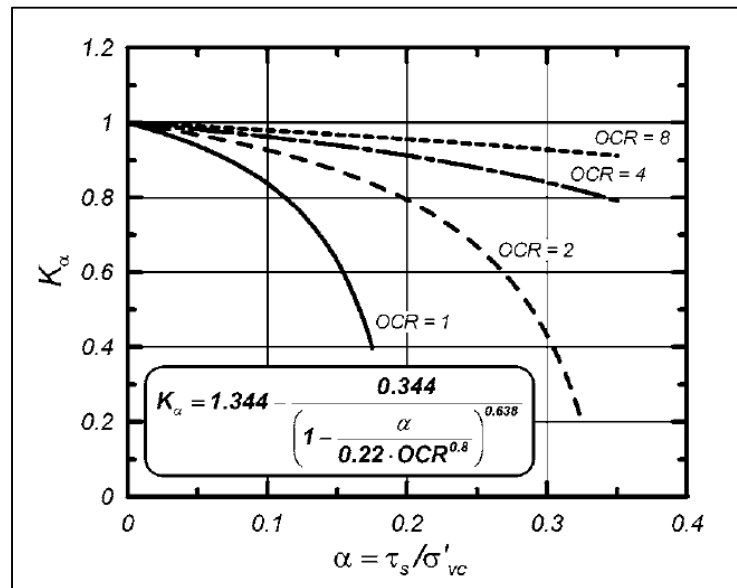


Figure-A VIII-9  $K_{\alpha}$  en fonction de  $\alpha$  pour des argiles avec différents taux de surconsolidation (OCR)  
Tirée de Ladd et al. (1977)

La sensibilité des argiles diminue lorsque le rapport de surconsolidation augmente. Les déplacements significatifs surviennent moins fréquemment dans les argiles que dans les sables lors des tremblements de terre. Cependant, le potentiel de perte de résistance dans les sols à particules fines ressemblant aux argiles (claylike) vont dépendre de la sensibilité du sol.

Thian et Lee (2011) ont montré que la résistance de pic des sables diminuait lorsque le rapport de surconsolidation augmentait.



## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2010. *AASHTO LRFD bridge design specifications*, 4th. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1 texte électronique (1 v. (pag. multiple)) p.
- Adalier, K., et A. Elgamal. 2004. « Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns ». *Engineering Geology*, vol. 72, n° 3-4, p. 275-291.
- Adalier, K., A. Elgamal, J. Meneses et J. I. Baez. 2003. « Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 23, n° 7, p. 571-584.
- Adams, J., et P. Basham. 1989. « Seismicity and seismotectonics of Canada east of the Cordillera ». vol. 16, p. 3-16.
- Aki, K. 1993. « Local site effects on weak and strong ground motion ». *Tectonophysics*, vol. 218, n° 1-3, p. 93-111.
- Allotey, N. K. 2007. « Nonlinear soil-structure interaction in performance-based design ». Ph.D. Canada, The University of Western Ontario (Canada).
- ASCE. 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10: American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Atkinson, G. M. 1993. « Notes on ground motion parameters for eastern North America: duration and H/V ratio. ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 83, p. 587-596.
- Ayothiraman, R. , et H. Hazarika. 2007. *Earthquake hazards and mitigation*. I K International Pvt Ltd 572 p.
- Baez Satizabal, J. I. 1995. « A design model for the reduction of soil liquefaction by vibro-stone columns ». Ph.D. United States -- California, University of Southern California, 207 p.
- Bartlett, S. F. 2004. *Ground response analyses and design spectra for UDOT bridges on soft soil sites*. Coll. « Research Division Report »: Utah Department Of Transportation, 195 p.
- Bell, R. W. 1991. « The analysis of offshore foundations subjected to combined loading ». Oxford, University of Oxford, 140 p.

- Bienen, B., B. W. Byrne, G. T. Houlsby et M. J. Cassidy. 2006. « Investigating six-degree-of-freedom loading of shallow foundations on sand ». *Geotechnique*, vol. 56, n° 6, p. 367-379.
- Bouassida, M., S. Ellouze et L. Hazzar. 2009. « Investigating Priebe's method for settlement estimation of foundation resting on soil reinforced by stone columns ». In *Geotechnics of soft soils - Focus on ground improvement*, sous la dir. de Karstunen, et Leoni. Taylor & Francis Group.
- Boulanger, R. W., et I. M. Idriss. 2007. « Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 133, n° 6, p. 641-652.
- Bowles, J. E. 1996. *Foundation analysis and design*, 5th. New York ; Toronto: McGraw-Hill, xxiii, 1175 p.
- Bray, J. D., et S. Dashti. 2012. « Numerical Insights into Liquefaction-Induced Building Settlement ». In *GeoCongress 2012*. p. 1660-1669.
- Briaud, J.-L., et R. M. Gibbens. 1994. « Predicted and measured behavior of five spread footings on sand ». In *Proceedings of a Symposium sponsored by the Federal Highway Administration at the 1994 ASCE Conference Settlement '94*. (College Station, Texas), p. pp. 122-128.
- BSSC - ATC, Building Seismic Safety Council, Applied Technology Council, . 1997. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Coll. « FEMA 273 ». Washington, D.C.: Federal emergency management agency, 1 v. (pag. multiple) p.
- Butterfield, R., et J. Tico. 1979. « Design parameters for granular soils (discussion contribution) ». In *Proc. 7th European Conf. Soil Mech. Fndn Engr.* (Brighton). Vol. 4, p. 259-261.
- Byrne, B. W. 2000. « Investigations of Suction Caissons in Dense Sand ». Oxford, University of Oxford, 222 p.
- Byrne, B. W., et G. T. Houlsby. 2001. « Observations of footing behaviour on loose carbonate sands ». *Geotechnique*, vol. 51, n° 5, p. 463-466.
- CAN/CSA, Association canadienne de normalisation, Conseil canadien des normes, . 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, 10e éd. Coll. « Norme nationale du Canada ». Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation, xli, 768 p.
- Carballo Arevalo, J. E. 2000. « Probabilistic seismic demand analysis: Spectrum matching and design ». Ph.D. United States -- California, Stanford University.

- Cassidy, M. J., B. W. Byrne et G. T. Houlsby. 2002. « Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand ». *Géotechnique*, vol. 52, n° 10, p. 705-712.
- Cassidy, M. J., C. M. Martin et G. T. Houlsby. 2004a. « Development and application of force resultant models describing jack-up foundation behaviour ». *Marine structures*, vol. 17, p. 165-193.
- Cassidy, M.J., B. W. Byrne et M. F. Randolph. 2004b. « A comparison of the combined load behaviour of spudcan and caisson foundations on soft normally consolidated clay ». *Geotechnique*, vol. 54, n° 2, p. 91-106.
- CEN, Commission Européenne de Normalisation. 1998. *Eurocode 8 : Partie 5 - Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes*.
- CGS, Canadian Geotechnical Society. 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4th edition. 488 p.
- Chatzigogos, C. Th. 2007. « Comportement sismique des fondations superficielles : Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception ». Ph.D. Thesis. Palaiseau, École Polytechnique, 344 p.
- Choudhury, D., et K. S. Subba Rao. 2005. « Seismic bearing capacity of shallow strip footings ». *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 23, p. 403-418.
- Choudhury, D., et K. S. Subba Rao. 2006. « Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footings Embedded in Slope ». *International Journal of Geomechanics*, n° May/June, p. 176-184.
- Chowdhury, I., et S. P. Dasgupta. 2009. *Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach*, 2. Applications. 605 p.
- Christian, J. T. . 1988. « Developing Design Ground Motions in Practice ». In *Earthquake engineering and soil dynamics II : Recent advances in ground motion evaluation*. p. 405 - 429. New York: American Society of Civil Engineers.
- Computers and Structures, Inc. 2007. *CSI Analysis reference manual. For SAP2000, ETABS, and SAFE*. Berkeley, California, 467 p.
- Corneille, S. 2007. « Étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides ». Institut National Polytechnique de Lorraine, 290 p.

- Dashti, S., J. Bray, J. Pestana, M. Riemer et D. Wilson. 2010. « Mechanisms of Seismically Induced Settlement of Buildings with Shallow Foundations on Liquefiable Soil ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 136, n° 1, p. 151-164.
- Davidovici, V. 1999. *La construction en zone sismique : approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*. Coll. « Moniteur référence technique ». Paris: Le Moniteur, 330 p.
- Day, R. W. . 2006. *Foundation Engineering Handbook - Design and Construction with the 2006 International Building Code*.
- Dormieux, L., et A. Pecker. 1995. « Seismic Bearing Capacity of Foundation on Cohesionless Soil ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 121, n° 3, p. 300-303.
- Douglas, S. C. 2012. « A web-based information system for geoconstruction technologies and performance of stone column reinforced ground ». Iowa State University, 290 p.
- Egan, D., W. Scott et B. McCabe. 2009. « Installation effects of vibroreplacement stone columns in soft clay ». In *Geotechnics of soft soils - Focus on ground improvement*, sous la dir. de Karstunen, et Leoni. Taylor & Francis Group.
- El Ganainy, H., et M. H. El Naggar. 2009. « Efficient 3D nonlinear Winkler model for shallow foundations ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 29, n° 8, p. 1236-1248.
- Fellenius, B. H. 1999. « Bearing capacity of footings and piles - A delusion ? ». In *DFI Annual Meeting*. (Dearborn, Michigan, October 14-16), p. 17.
- Fellenius, B.H. . 2009. *Basics of foundation design*
- FEMA. 2009. *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*,. FEMA P-750/2009: Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency.
- Fishman, K. L., R. Jr Richards et D. Yao. 2003. « Inclination factors for seismic bearing capacity ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 129, p. 861-866.
- Fraser Bransby, M. 2001. « Failure envelopes and plastic potentials for eccentrically loaded surface footings on undrained soil ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 25, n° 4, p. 329-346.

- Frydman, S., et H.J. Burd. 1995. *Numerical studies of the bearing capacity factor* Ny. Report No. OUEL: 2054/95. Oxford: University of Oxford, Department of Engineering Science.
- Gajan, S., T. C. Hutchinson, B. L. Kutter, P. Raychowdhury, J. A. Ugalde et J. P. Stewart. 2007. *Numerical models for analysis and performance-based design of shallow foundations subjected to seismic loading*. Coll. « PEER Reports », PEER-2007/04: University of California, Berkeley, 183 p.
- Galy, B., M.-J. Nollet, D. LeBoeuf et D. Lessard. 2011. « Revue des méthodes d'évaluation de la capacité portante ultime en conditions dynamiques ». In *XVIIIe Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art* (Université Laval, mai 2011).
- Galy, B., M.-J. Nollet, D. LeBoeuf et D. Lessard. 2012a. « Influence of the vibro stone column reinforcement on the seismic bearing capacity of a surface shallow footing ». In *15 World Conference on Earthquake Engineering*. (Lisbonne), p. 10.
- Galy, B., M.-J. Nollet, D. LeBoeuf et D. Lessard. 2012b. « Influence of the vibro stone column reinforcement on the seismic bearing capacity of typical Quebec soils ». In *Annual General Conference of the Canadian Society of Civil Engineering*. (Edmonton), p. 10.
- Galy, B., M.-J. Nollet, D. LeBoeuf et D. Lessard. 2013. « Seismic response of a shallow footing on a vibro stone reinforced soil ». In *Congrès général 2013 de la SCGC*. (Montreal).
- Gazetas, G. 1991. « Foundations Vibrations ». In *Foundation Engineering Handbook*, sous la dir. de Fang, H. Y. New York: Van Nostrand Reinhold.
- Gazetas, G. 2006. « Seismic Design Of Foundations And Soil–Structure Interaction ». In *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. (Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006), p. 6.
- George, G., et M. Apostolos. 2004. « Nonlinear Soil–Structure Interaction: Foundation Uplifting and Soil Yielding ». In *Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*. (Menlo Park, California, USA, March 29-30, 2004), p. 15.
- Georgiadis, M., et R. Butterfield. 1988. « Displacement of footings on sand under eccentric and inclined loading ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 25, p. 199-212.
- Gottardi, G., et R. O. Y. Butterfield. 1993. « On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads ». *Soils and foundations*, vol. 33, n° 3, p. 68-79.

- Gottardi, G., G. T. Houlsby et R. O. Y. Butterfield. 1999. « Plastic response of circular footings on sand under general planar loading ». *Géotechnique*, vol. 49, n° 4, p. 453-469.
- Hara, A., T. Ohata et M. Niwa. 1971. « Shear modulus and shear strength of cohesive soils ». *Soils and foundations*, vol. 14, n° 3, p. 1-12.
- Hara, A., T. Ohta, M. Niwa, S. Tanaka et T. Banno. 1974. « Shear modulus and shear strength of cohesive soils ». *Soils and foundations*, vol. 14, n° 3, p. 1-12.
- Harden, C., T. C. Hutchinson, G. R. Martin et B. L. Kutter. 2005. *Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations*. Pacific Earthquake Engineering Research center (PEER).
- Hatanaka, M., et A. Uchida. 1996. « Empirical Correlation Between Penetration Resistance And Internal Friction Angle Of Sandy Soils ». *Journal of the Japanese Geotechnical Society : soils and foundation*, vol. 36, n° 4, p. 1-9
- Hausler, E. A. 2002. « Influence of ground improvement on settlement and liquefaction: A study based on field case history evidence and dynamic geotechnical centrifuge tests ». Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 364p. p.
- Herle, I., J. Wehr et M. Arnold. 2009. « Soil improvement with vibrated stone columns - Influence of pressure level and relative density on friction angle ». In *Geotechnics of soft soils - Focus on ground improvement*, sous la dir. de Karstunen, et Leoni. Taylor & Francis Group.
- Horner, R.B., M. Lamontagne et R.J. Wetmiller. 1987. « Les tremblements de terre survenus en 1985 dans la région de la Nahanni. ». *GEOS*, vol. 16, n° 2.
- Houlsby, G. T., et B. W. Byrne. 2001. « Comparison of European bearing capacity calculation methods for shallow foundations : Discussion ». *Geotechnical Engineering*, vol. 149, n° I, p. 63-64.
- Houlsby, G. T., et C. M. Martin. 1992. « Modelling of the behaviour of foundations of jack-up units on clay ». In *Proc. Wroth Memorial Symp. "Predictive Soil Mechanics"*. (Oxford), p. 339-358. London: Thomas Telford.
- Houlsby, G. T., et A. M. Puzrin. 1999. « The bearing capacity of a strip footing on clay under combined loading ». *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 455, n° 1983, p. 893-916.
- Hussein, M. H., et J. A. DiMaggio. 2004. « Geotechnical engineering ». In *Standard Handbook for Civil Engineers*, sous la dir. de McGraw-Hill. The McGraw-Hill Companies.

- Hussin, J. D. (12). 2006a. *The Foundation Engineering Handbook*. Taylor & Francis Group, 529-565 p.
- Hussin, J. D. . 2006b. « Methods of Soft Ground Improvement ». In *The Foundation Engineering Handbook*. p. 529-565. Taylor & Francis Group.
- Hynes-Griffin, M. E., et A. G. Franklin. 1984. *Rationalizing the seismic coefficient method*. Coll. « Waterways Experiment Station », GL-84-13: U.S. Army Corps of Engineers.
- Imbsen, R. A. 2001. « Use of isolation for seismic retrofitting bridges ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 6, n° 6, p. 425-438.
- Itasca. 2006. *Fast Lagrangian Analysis of Continua : User's Guide*.
- Jamiolkowski, M., C. Ladd, J. T. Germaine et R. Lancelotta. 1985. « New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils ». In *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. (San Fransisco) Vol. 1, p. 57-153.
- Jeremic, B., G. Jie et M. Preisig. 2009a. « Earthquake–Soil–Structure Interaction ». In *Lecture Notes on Computational Geomechanics: Inelastic Finite Elements for Pressure Sensitive Materials*. p. 301. University of California, Davis.
- Jeremic, B., G. Jie, M. Preisig et N. Tafazzoli. 2009b. « Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 38, n° 5, p. 699-718.
- Johnson, J. J. 2003. « Soil-structure interaction ». In *Earthquake engineering handbook*, sous la dir. de CRC Press, LLC p. 31.
- Karamitros, D., G. Bouckovalas et Y. Chaloulos. 2012. « Insight into the Seismic Liquefaction Performance of Shallow Foundations ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 139, n° 4, p. 599-607.
- Karamitros, D. K., G. D. Bouckovalas et Y. K. Chaloulos. 2013. « Seismic settlements of shallow foundations on liquefiable soil with a clay crust ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 46, n° 0, p. 64-76.
- Keller Group. 2010. *Les procédés de vibration profonde des sols*. Documentation technique.
- Kirsch, F. 2006. « Vibro stone column installation and its effect on ground improvement ». In *Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment.*, p. 115-124. Taylor & Francis, London.
- Kirsch, F. 2008. « Evaluation of Ground Improvement by Groups of Vibro Stone Columns using Field Measurements and Numerical Analysis ». In *2nd International Workshop*

*on Geotechnics of Soft Soils - Focus on Ground Improvement*. (University of Strathclyde, Glasgow, Scotland).

- Knappett, A. J, Haigh, K. S, Madabhushi et G. S. P. G. 2006. « Mechanisms of failure for shallow foundations under earthquake loading ». *Soil dynamics and earthquake engineering*, n° 2-4, p. 12.
- Kunar, R. R., P. J. Beresford et P. A. Cundall. 1977. « A Tested Soil-Structure Model for Surface Structures ». In *Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction* (Roorkee University, India, January 1977) Vol. 1, p. 137-144.
- Kwok, A. O. L., J. P. Stewart et Y. M. A. Hashash. 2008. « Nonlinear Ground-Response Analysis of Turkey Flat Shallow Stiff-Soil Site to Strong Ground Motion ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 98, n° 1, p. 331-343.
- Kwok, A., J. Stewart, Y. Hashash, N. Matasovic, R. Pyke, Z. Wang et Z. Yang. 2007. « Use of Exact Solutions of Wave Propagation Problems to Guide Implementation of Nonlinear Seismic Ground Response Analysis Procedures ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 133, n° 11, p. 1385-1398.
- Ladd, C. 1991. « Stability Evaluation during Staged Construction ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 4, p. 540-615.
- Ladd, C., et D. J. DeGroot. 2003. « Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization ». In *12th Pan American Conf., Soil & Rock America 2003*. (Massachusetts Institute of Technology, Boston), p. 3-57. Verlag Glückauf, Essen, Germany.
- Ladd, C., R. Foote, K. Ishiara, F. Schlosser et H. G. Poulos. 1977. « Stress-deformation and strength characteristics ». In *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. (Tokyo) Vol. 2, p. 421-494.
- Lagorio, H. J. 1990. *Earthquakes : an architect's guide to nonstructural seismic hazards*. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons, xiv, 312 p.
- Lam, N., J. Wilson et G. Hutchinson. 1996. « Building ductility demand : interplate versus intraplate earthquakes ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, n° 9, p. 965-985.
- Lamontagne, M. 2008. *Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007*. Coll. « Commission géologique du Canada », Dossier public 5547: Ressources Naturelles Canada, 22 p.
- Lamontagne, M; , S; Halchuk, J F; Cassidy et G C Rogers. 2007. *Significant Canadian earthquakes*. Natural Ressources Canada, 32 p.



LeBoeuf, D. 2012. *Communications personnelles*.

Lefebvre, G. 1981. « Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits ». In *Fourth Canadian Geotechnical Colloquium*.

Lefebvre, G., et D. LeBoeuf. 1987. « Rate Effects And Cyclic Loading Of Sensitive Clays ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 113, p. 476-489.

Veuillez sélectionner un type de document autre que « Generic » afin de faire afficher la référence bibliographique.

Léger, P. 2007. *Dynamique des structures, Notes de cours*. Ecole Polytechnique de Montréal.

Léger, P., et F. Javanmardi. 2007. « Seismic stability of concrete gravity dams strengthened by rockfill buttressing ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, p. 274-290.

Léger, P., et M. Leclerc. 1996. « Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams ». *Engineering Structures*, vol. 18, n° 3, p. 227-239.

Léger, P., A. K. Tayebi et P. Paultre. 1993. « Spectrum-compatible accelerograms for inelastic seismic analysis of short-period structures located in eastern Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 20, p. 951-968.

Léger, P., et R. Tremblay. 2009. « Earthquake Ground Motions for Seismic Damage Assessment and Re-Evaluation of Existing Buildings and Critical Facilities ». In *Damage Assessment and Reconstruction after War or Natural Disaster*, sous la dir. de Ibrahimbegovic, Adnan, et Muhamed Zlatar. p. 193-219. Coll. « NATO Science for Peace and Security Series C: Environmental Security »: Springer Netherlands.

Leroueil, S., F. Tavenas et J-P. Le Bihan. 1983. « Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, p. 681-705.

Liao, S. S. C., et R. V. Whitman. 1986. « Overburden Correction Factors for SPT in Sand ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 112, n° 3, p. 373-377.

Luco, J. E. 2004. « Approximate external boundaries for truncated models of unbounded media ». In *Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*. (Menlo Park, California, USA, March 29-30, 2004), p. 8.

Lysmer, J., et R. L. Kuhlemeyer. 1969. « Finite Dynamic Model for Infinite Media ». *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 95, n° EM4, p. 859-877.

Lysmer, J., T. Udaka, C. F. Tsai et H. B. Seed. 1975. *FLUSH – A Computer Program for*

*Approximate 3D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems*. Report No. EERC 75-30: University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center.

- Mahsuli, M., et M. A. Ghannad. 2009. « The effect of foundation embedment on inelastic response of structures ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 38, n° 4, p. 423-437.
- Makdisi, F. H., et H. B. Seed. 1977. « Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations ». *Journal of geotechnical engineering Division*, vol. 104, n° GT7, p. 849-867.
- Martin, C. M. 1994. « Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads ». Oxford, University of Oxford, 306 p.
- Martin, C. M., et G. T. Houlsby. 2000. « Combined loading of spudcan foundations on clay : laboratory tests ». *Geotechnique*, vol. 50, n° 4, p. 325-338.
- Martin, C. M., et G. T. Houlsby. 2001. « Combined loading of spudcan foundations on clay : numerical modelling ». *Geotechnique*, vol. 51, n° 8, p. 687-699.
- McCabe, B., J.A. McNeill et J.A. Black. 2007. « Ground improvement using the vibro-stone column technique ». In *Joint meeting of Engineers Ireland West Region and the Geotechnical Society of Ireland*. (NUI Galway, 15 Mars 2007).
- Mejia, L. H., et E. M. Dawson. 2006. « Earthquake Deconvolution for FLAC ». In *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics (Proceedings of the 4th International FLAC Symposium, Madrid, Spain, May 2006)*. sous la dir. de Hart, P. Varona & R., p. 211-219. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group Inc.
- Mestat, P., et M. Prat. 1999. *Ouvrages en interaction*.
- Meyerhof, G. G. 1963. « Some recent research on bearing capacity of foundations ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, n° 1, p. 16-26.
- Meyerhof, G. G. 1964. « Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, n° 1, p. 16-26.
- Mitchell, D., R. Tinawi et T. Law. 1990. « Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 17, n° 3, p. 338-365.
- Miura, F., et K. Toki. 1987. « Estimation of natural frequency and damping factor for Soil-Structure Interaction systems ». In *Developments in geotechnical engineering. 43 : Soil-Structure Interaction*. p. 73-87. Amsterdam, Pays-Bas, Southampton, U.K.: Elsevier, Computational Mechanics Publications.

- Muir Wood, D. 1990. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge, UK: Cambridge University Press.
- Mylonakis, G., A. Nikolaou et G. Gazetas. 1997. « Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic And Inertial Effects. Part I: Soft Soil ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 26, n° 3, p. 337-359.
- Mylonakis, G., S. Nikolaou et G. Gazetas. 2006. « Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 26, n° 9, p. 824-853.
- NCHRP, National Cooperative Highway Research Program. 2007. *NCHRP Synthesis 368 : Cone Penetration Testing*. Coll. « National Cooperative Highway Research Program. ».
- Ngo-Tran, C. L. 1996. « The analysis of offshore foundations subjected to combined loading ». Oxford, University of Oxford, 236 p.
- Nova, R., et L. Montrasio. 1991. « Settlements of shallow foundations on sand ». *Geotechnique*, vol. 41, n° 2, p. 243-256.
- NRC, National Research Council. 2010. *National Building Code of Canada*. Ottawa, Ontario: National Research Council of Canada.
- Ordoñez, G. A. 2004. *SHAKE2000, A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems, User's Manual*. 366 p.
- Ostadan, F., N. Deng et J. M. Roesset. 2004. « Estimating total system damping for soil-structure interaction systems ». In *Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*. (Menlo Park, California, USA, March 29-30, 2004), p. 8.
- Paolucci, R., et A. Pecker. 1997. « Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils ». *Engineering Structures*, vol. 19, n° 8, p. 637-643.
- Paultre, P., G. Lefebvre, J-P. Devic et G. Cote. 1993. « Statistical analysis of damages to buildings in the 1988 Saguenay earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 20, n° 6, p. 988-998.
- Pecker, A. 1984. *Dynamique des sols*. Coll. « Collection geotechnique ». Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 259 p.
- Pecker, A. 1996. « Seismic bearing capacity of shallow foundations ». In *Eleventh world conference on earthquake engineering*. p. 9.

Pecker, A. 2008. *Dynamique des structures et des ouvrages*. Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Popescu, R., et J. H. Prevost. 1995. « Comparison between VELACS Numerical "Class A" Predictions and Centrifuge Experimental Soil Test Results ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 14, n° 2.

Priebe, H. J. . 1995. *The Design of vibro replacement*. Coll. « Ground Engineering »: GeTec, 17 p.

Raychowdhury, P., et T. C. Hutchinson. 2009. « Performance evaluation of a nonlinear Winkler-based shallow foundation model using centrifuge test results ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 38, n° 5, p. 679-698.

Richards, R. Jr., et D. G. Elms. 1987. *Seismic behavior of tied back walls*. 87-8: Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, N.Z.

Richards, R. Jr., D. G. Elms et M. Budhu. 1993. « Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119, n° 4, p. 662-674.

Veillez sélectionner un type de document autre que « Generic » afin de faire afficher la référence bibliographique.

Robertson, P. K. , et K.L. Cabal. 2010. *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Gregg Drilling & Testing, Inc.

Roscoe, K.H., et A.N. Schofield. 1956. « The stability of short pier foundations in sand ». *British Welding Journal*, n° January, p. 12-18.

Roy, D. , et S. Sharma. 1993. « Site response at Treasure Island ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 61-76. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.

Salençon, J., C. T. Chatzigogos et A. Pecker. 2009. « Seismic Bearing Capacity Of Circular Footings: A Yield Design Approach ». *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, vol. 4, n° 2.

Serridge, C.J., et R.W. Sarsby. 2009. « A review of field trials investigating the performance of partial depth vibro stone columns in a deep soft clay deposit ». In *Geotechnics of soft soils - Focus on ground improvement*, sous la dir. de Karstunen, et Leoni. Taylor & Francis Group.

Sharma, K. G., et C. S. Desai. 1992. « Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints ». *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 118, n° 12, p. 21.

- Sheehan, A. J., R. E. Olson, K. Park et K. H. Stokoe. 2010. « Estimation of Settlement of Footings Under Working Loads using Equivalent-Linear Elasticity ». In *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling and Design*. p. 1708-1717. ASCE.
- Stewart, J. P., et A.O.L. Kwok. 2008. « Nonlinear Seismic Ground Response Analysis: Code Usage Protocols and Verification against Vertical Array Data ». In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*. sous la dir. de ASCE.
- Stewart, J. P. , R. B. Seed et G. L. Fenves. 1998. *Empirical Evaluation Of Inertial Soil-Structure Interaction Effects*. Coll. « PEER Reports », PEER-98/07: University of California, Berkeley, 233 p.
- Stewart, J.P, G.L Fenves et R. B Seed. 1999. « Seismic soil-structure interaction in buildings. I. Analytical methods ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, p. 26-37.
- Subba Rao, K. S., et D. Choudhury. 2005. « Seismic passive earth pressures in soils ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 131, n° 1, p. 131-135.
- Terzaghi, K. 1943. *Theoretical soil mechanics*. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons, xvii, 510 p.
- Thian, S.Y , et C.Y Lee. 2011. « Stress history effect on mining sand with fines contents ». *International Journal Of Geomatics And Geosciences*, vol. 2, n° 1.
- Tseng, W-S., et J. Penzien. 2000. « Soil-Foundation-Structure Interaction ». In *Bridge engineering handbook*, sous la dir. de CRC Press, LLC. Boca Raton, FL: CRC Press.
- Ukritchon, B., A. Whittle et S. Sloan. 1998. « Undrained Limit Analyses for Combined Loading of Strip Footings on Clay ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 124, n° 3, p. 265-276.
- USACE, U.S Army Corps of Engineers. 1992. *Engineering and Design : Bearing capacity of soils*. United States Army Corps of Engineers.
- Vesic, A.S. 1973. « Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations ». *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 99, n° 1, p. 45-73.
- Vesic, A.S. 1975. « Bearing capacity of shallow foundations ». In *Foundation engineering handbook*, sous la dir. de Winterkorn, Hans Friedrich, et Hsai-Yang Fang. p. 751. New York: Van Nostrand Reinhold.
- Weber, T.M., S.M. Springman, M. Gäb, V. Racansky et H.F. Schweiger. 2009. « Numerical modeling of stone columns in soft clay under an embankment ». In *Geotechnics of*

*soft soils - Focus on ground improvement*, sous la dir. de Karstunen, et Leoni. Taylor & Francis Group.

Wilson, E. L. 2002. *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures - A physical approach with emphasis on earthquake engineering*, 1. Computers and Structures 423 p.

Wolf, J. P., et C. Song. 2002. « Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction ». *Engineering Structures*, vol. 24, n° 1, p. 13-28.

Wolff, T.F. 1989. « Pile capacity prediction using parameter functions ». In *Predicted and observed axial behavior of piles, results of a pile prediction symposium*. (Evanston, IL) Vol. 23, p. 96-106. ASCE Geotechnical Special Publication.

Yin, J-H., Y-J. Wang et A. P. S. Selvadurai. 2001. « Influence of nonassociativity on the bearing capacity of a strip footing ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 127, n° 11, p. 985-989.

Zhu, J-G., et J-H. Yin. 2000. « Strain-rate-dependent stress-strain behavior of overconsolidated Hong Kong marine clay ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, p. 1272-1282.